## UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS - UNICAMP FACULDADE DE ENGENHARIA AGRÍCOLA - FEAGRI

## ANALISE DO COMPORTAMENTO DE ESTACA PRÉ-MOLDADA DE PEQUENO DIÂMETRO, INSTRUMENTADA, EM SOLO RESIDUAL DE DIABÁSIO DA REGIÃO DE CAMPINAS

por

## PAULO JOSÉ ROCHA DE ALBUQUERQUE

anar

Este exemploir coursponde à rédacal final de Dessertade de Mostrado défendéda por Orientador: Paulo Iosi Rochor de Albuquerque e aprovada Prof. Dr. David de Carvalho pela Comissai Iulgadora en 23 de outubro de 1996 Campuas, 22 de novembro de 1996.

Presidente da Canca

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Agrícola da Universidade Estadual de Campinas visando à obtenção do título de Mestre em Engenharia Agrícola.

Area de Concentração: Construções Rurais.

#### CAMPINAS - SP

Brasil

#### Outubro - 1996





CM-00099913-8

## FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

AL15a	Albuquerque, Paulo José Rocha de Análise do comportamento de estaca pré-moldada de pequeno diâmetro, instrumentada, em solo residual de diabásio da região de Campinas / Paulo José Rocha de AlbuquerqueCampinas, SP: [s.n.], 1996.
	Orientador: David de Carvalho. Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Agrícola.
	1. Fundações (Engenharia) - Ensaios. 2. Solos - Consolidação. 3. Instrumentação. 4. Carga axial <sup>3</sup> 5. Engenharia - Instrumentos. 6. Mecânica dos solos. I. Carvalho, David de. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Agrícola. III. Titulo.

8 26

A Lúcia, minha esposa

Ao Rodrigo, meu filho

pelo carinho e compreensão em todos os momentos.

## AGRADECIMENTOS

Ao mestre, Prof. Dr. David de Carvalho, pela orientação dedicada, amizade, ensinamentos, permanente apoio e incentivo, de primordial importância para conclusão deste trabalho.

Aos amigos Alexandre T. Claro, João E. Bergamo e Eduardo T. Silva pelas idéias, sugestões e auxílio em todas as etapas desenvolvidas.

À Indústria de Pré-Fabricados de Rafard - IPR, na pessoa do Eng. Castorino A. Filho, que além de doar as estacas, se dipôs a cravá-las.

Ao encarregado de obras José "Zézinho" Francisco e sua equipe do ESTEC-UNICAMP, sempre presente quando dos serviços necessários de construção civil.

Ao Prof. Paulo Leal, pelo apoio e incentivo ao meu ingresso na UNICAMP e à finalização deste trabalho.

À Coordenadoria de Pós-Graduação, pelo auxílio financeiro.

Ao Prof. Dr. Antonio L. Beraldo e funcionários do Campo Experimental da FEAGRI, que auxiliaram nos trabalhos de campo.

Ao Prof. Dr. Wesley J. Freire e demais professores do Departamento de Construções Rurais da FEAGRI, pelo apoio e compreensão demonstrados.

As colegas Vanessa S. Pelá, Deise M. Zavan, Marivone S. Silva, Rosa H. A. Fonseca e Ana Paula Montagner, pelo incentivo e disposição permanente em ajudar.

Aos colegas Clóvis Tristão e André A. Nogueira, do Laboratório de Informática da FEAGRI, pelas dúvidas solucionadas na área de informática.

Ao Sr. Robison Orsini, pelos trabalhos no scanner.

Ao aluno Jorge Hassegawa, pelo apoio durante a instalação da instrumentação e realização das provas de carga.

Ao Eng. Artur Quaresma Filho e a ENGESOLOS, pela realização dos ensaios CPT.

A José Maria da Silva, Luiz Carlos S. Silva e Roberto "Fubá" C. Souza, técnicos do Laboratório de Protótipos da FEAGRI, pelos serviços de usinagem executados nos materiais utilizados na instrumentação.

Ao Prof. Cláudio V. Ferreira (UNESP), pelas sugestões e cessão de equipamentos utilizados nos ensaios.

Ao Prof. Dr. José C. A. Cintra (EESC-USP), por fornecer a viga de reação e equipamentos necessários para a realização das provas de carga.

Ao Eng. Urbano R. Alonso pelas informações prestadas.

Ao Eng. Sussumu Niyama e ao IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo pela realização das provas de cargas dinâmicas.

Ao Prof. Dr. Luiz A. Seraphim, chefe do Laboratório de Solos da Faculdade de Engenharia Civil - UNICAMP, e aos técnicos José B. Cipriano, Luiz E. Meyer, Reinaldo B. L. Silva e Édison Jurgensen, por ceder os equipamentos para os ensaios triaxiais e auxiliar em sua realização.

A todos os colegas, professores e funcionários da FEAGRI que, direta ou indiretamente, auxiliaram no desenvolvimento deste trabalho.

A minha irmã Beth, pelo seu auxílio e incentivo constante.

Aos meus pais, pelo carinho, trabalho e dedicação dispensados em todos os momentos de minha vida.

"Nas dificuldades do dia-a-dia, esqueça os contratempos e siga em frente, recordando que Deus esculpiu em cada um de nós a faculdade de resolver os nossos próprios problemas"

(Chico Xavier por André Luiz)

# CONTEÚDO

Página
LISTA DE FIGURAS
LISTA DE QUADROS
LISTA DE SÍMBOLOS E UNIDADES
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURASxxiii
RESUMO
ABSTRACTxxv
I - INTRODUÇÃO 1
II - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA
2.1 - Histórico
2.2 - Provas de Carga
2.2.1 - Prova de Carga Estática
2.2.2 - Prova de Carga Dinâmica
2.3 - Extensômetros Elétricos de Resistência
2.4 - Métodos de Previsão da Carga de Ruptura12
2.4.1 - Métodos Teóricos
2.4.1.1 - Fórmula de BEREZANTZEV (1957,1961) e NORDLUND (1963)
2.4.1.2 - Fórmula de MEYERHOF (1976, 1977)
2.4.1.3 - Fórmula de SKEMPTON (1951)
2.4.2 - Métodos Empíricos e Semi-Empíricos
2.4.2.1 - Fórmulas Baseadas em Ensaios de Campo
2.4.2.1.1 - Fórmula de AOKI & VELLOSO (1975)
2.4.2.1.2 - Fórmula de P. P. VELLOSO (1981)
2.4.2.1.3 - Fórmula de PHILIPPONAT (1978)
2.4.2.1.4 - Fórmula de DECOURT & QUARESMA (1978)
2.4.2.1.5 - Fórmula de MEYERHOF (1976)

2.4.2.2	2 - Fórmulas Baseadas em Dados de Cravação (Métodos Dir	nâmicos)32
	2.4.2.2.1 - Fórmula dos HOLANDESES	
	2.4.2.2.2 - Fórmula de BRIX	3
	2.4.2.2.3 - Fórmula do ENGINEERING NEWS	34
2.5 - Sistema Repicé	ômetro	34
2.5.1 - Método	o de CHELLIS (1951)-VELLOSO(1987)	3:
2.5.2 - Método	o de UTO et al. (1985)	3′
2.6 - Previsão de Re	calques	
2.6.1 Módul	lo de Elasticidade do Solo	
2.6.2 - Método	o de VÉSIC (1969, 1975a)	4
2.6.3 - Método	o de POULOS (1972)	42
2.6.4 - Método	o de NAIR (1963)	41
2.6.5 - Método	o de CASSAN (1966)	4
2.6.6 - Método	o de BUTTERFIELD & BANERJEE (1971)	49
2.6.7 - Método	o de AOKI & LOPES (1975)	5(
2.7 - Transferência	de Carga	5
2.8 - Carga Residua	1	52
I - MATERIAL E MÉT	ODOS	6
3.1 - Campo Experi	mental	6
3.2 - Estacas e Siste	ma de Reação	78
3.2.1 - Estacas	S	78
3.2.2 - Cravaç	ao	8
3.2.3 - Sistema	a de Reação	8.
3.3 - Instrumentação		84
3.3.1 - Instalad	ção da Instrumentação	8:
3.4 - Provas de Carg	ga Estática, Dinâmica e Sistema Repicômetro	8
3.4.1 - Prova d	le Carga Dinâmica	8
3.4.2 - Sistema	a Repicômetro	9
3.4.3 - Prova o	le Carga Estática	9
V - RESULTADOS		

4.1 - Prova de Carga Dinâmica, Sistema Repicômetro e Primeira Prova de Carg	a Estática.
4.1.1 - Previsão da Capacidade de Carga	99
4.1.1.1 - Métodos Teóricos	99
4.1.1.2 - Métodos Empíricos e Semi-Empíricos	102
4.1.1.2.1 - Fórmulas Baseadas em Ensaios de Campo	
4.1.1.2.2 - Fórmulas Baseadas em Dados de Cravaç	ão (Métodos
Dinâmicos).	105
4.1.2 - Previsão de Recalques	107
4.1.3 - Transferência de Carga	115
4.1.4 - Carga Residual	119
4.2 - Segunda Prova de Carga Estática	124
4.2.1 - Transferência de Carga	128
4.2.2 - Carga Residual	131
V - ANÁLISE DOS RESULTADOS	136
5.1 - Capacidade de Carga Obtida nos Ensaios	136
5.2 - Previsão da Capacidade de Carga	137
5.2.1 - Métodos Teóricos	137
5.2.2 - Métodos Empíricos e Semi-Empíricos	138
5.2.3 - Métodos Dinâmicos	140
5.3 - Previsão de Recalques	140
5.4 - Transferência de Carga	141
5.5 - Carga Residual	142
VI - CONCLUSÃO	144
VII - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	147
APÊNDICE A	155
APÊNDICE B	163

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Relação entre V e $\delta/\phi$ para vários tipos de estacas
Figura 2.2 - Obtenção do fator de correção (FC) para K'
Figura 2.3 - Parâmetros A <sub>B</sub> e B <sub>B</sub>
Figura 2.4 - Coeficientes $\alpha_T$
Figura 2.5 - Fator de capacidade de carga para estacas cravadas na intersecção de duas
camadas de solo não coesivo
Figura 2.6 - Terreno com múltiplas camadas
Figura 2.7 - Distribuição de atrito
Figura 2.8 - Fator de influência de recalque - I <sub>o</sub>
Figuar 2.9 - Fator de correção de compressibilidade - R <sub>k</sub>
Figura 2.10 - Fator de correção da profundidade - R <sub>h</sub>
Figura 2.11 - Fator de correção para o módulo de elasticidade do solo da base - R <sub>b</sub> 46
Figura 2.12 - Fator de correção para o coeficiente de Poisson - R
Figura 2.13 - Relação entre L/r e coeficiente de Poisson
Figura 2.14 - Relação entre L/d e $\lambda$
Figura 2.15 - Subsolo heterogêneo e relações de Cambefort modificadas54
Figura 2.16 - Caso homogêneo equivalente
Figura 2.17 - Curva teórica Carga versus Recalque
Figura 2.18 - Ábaco de $\beta'$ , em função da carga no topo (Q <sub>o</sub> ) e dos coeficientes k <sub>1</sub> e $\lambda$ 63
Figura 3.1 - Localização do Campo Experimental dentro do Campus da UNICAMP 69
Figura 3.2 - Localização das sondagens e das estacas no Campo Experimental70
Figura 3.3 - Sondagem de simples reconhecimento - SPT
Figura 3.4 - Sondagem de penetração estática (resistência de ponta) - CPT72
Figura 3.5 - Sondagem de penetração estática (atrito lateral) - CPT73
Figura 3.6 - Valores das características geotécnicas médias do Campo Experimental da
FEAGRI
Figura 3.7 - Distribuição granulométrica ao longo da profundidade

Figura 3.8 - Variação do limite de liquidez e índice de plasticidade ao longo da
profundidade77
Figura 3.9 - Gráfico de Tensão versus Deformação do concreto
Figura 3.10 - Detalhe da colocação da bainha dentro da forma da estaca
Figura 3.11 - Armadura do bloco e bainha da instrumentação
Figura 3.12 - Posição dos instrumentos na estaca
Figura 3.13 - Injeção da nata de cimento na bainha instrumentada
Figura 3.14 - Gráfico de Tensão versus Deformação da nata de cimento
Figura 3.15 - Sistema Repicômetro
Figura 3.16 - Sistema Repicômetro na cravação da estaca
Figura 3.17 - Detalhe da célula de carga, macaco hidráulico e relógios comparadores93
Figura 3.18 - Esquema do sistema de reação
Figura 3.19 - Vista dos equipamentos utilizados na prova de carga estática
Figura 4.1 - Curva Carga versus Deslocamento da primeira prova de carga estática 98
Figura 4.2 - Gráfico de Carga versus Deslocamento dos valores obtidos na utilização das
fórmulas e prova de carga114
Figura 4.3 - Gráfico de Tensão versus Deformação obtida através da secção de referência
da estaca - 1ª prova de carga116
Figura 4.4 - Transferência de carga ao longo da profundidade - 1ª prova de carga 117
Figura 4.5 - Distribuição do atrito lateral ao longo do fuste - 1ª prova de carga118
Figura 4.6 - Atrito lateral unitário - 1ª prova de carga
Figura 4.7 - Reação de ponta real e fictícia - 1ª prova de carga
Figura 4.8 - Curvas Carga versus Deslocamento obtidas na primeira prova de carga e
método teórico121
Figura 4.9 - Gráfico da variação da carga residual ao longo do tempo - 1ª prova de carga
Figura 4.10 - Curva Carga versus Deslocamento da segunda prova de carga estática 124
Figura 4.11 - Curva Carga versus Deslocamento das duas provas de carga (separadas).

Figura 4.12 - Curva Carga versus Deslocamento das duas provas de carga (sobrepostas)
Figura 4.13 - Transferência de carga ao longo da profundidade - 2ª prova de carga 129
Figura 4.14 - Distribuição do atrito lateral ao longo do fuste - 2ª prova de carga 130
Figura 4.15 - Atrito lateral unitário - 2ª prova de carga
Figura 4.16 - Reação de ponta real e fictícia - 2ª prova de carga
Figura 4.17 - Curvas Carga versus Deslocamento obtidas na segunda prova de carga e
método teórico133
Figura 4.18 - Gráfico da variação da carga residual ao longo do tempo - 2ª prova de
carga

## LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 - Valores de K <sup>.</sup>	14
Quadro 2.2 - Relação entre coesão e adesão 1	19
Quadro 2.3 - Valores de capacidade de carga (N <sub>c</sub> ).	20
Quadro 2.4 - Valores de $\alpha_{avi}$ . $K_{avi}$ proposto por AOKI & VELLOSO	23
Quadro 2.5 - Valores de F <sub>1</sub> e F <sub>2</sub> propostos por AOKI & VELLOSO	23
Quadro 2.6 - Valores de $\alpha_s$	26
Quadro 2.7 - Valores de $\alpha_{f}$	26
Quadro 2.8 - Valores de $\alpha_p$	27
Quadro 2.9 - Valores de K <sub>dg</sub>	29
Quadro 2.10 - Valores de S <sub>t</sub>	31
Quadro 2.11 - Valores P <sub>t</sub>	32
Quadro 2.12 - Valores de C <sub>p</sub>	<b>1</b> 2
Quadro 2.13 - Intervalos de variação de $\mu$	55
Quadro 2.14 - Tipos de estacas em função de k	57
Quadro 2.15 - Tipos de estacas em função de $\lambda$	50
Quadro 3.1 - Valores dos índices físicos	14
Quadro 3.2 - Valores dos índices mêcanicos (triaxial adensado rápido - tensões totais)7	14
Quadro 3.3 - Características da estaca fornecida pelo fabricante	8
Quadro 3.4 - Número de golpes por metro cravado da estaca 1 (recravação após 12,80m)	)
	\$2
Quadro 3.5 - Número de golpes por metro cravado da estaca 2	\$2
Quadro 3.6 - Número de golpes por metro cravado da estaca 3	\$3
Quadro 4.1 - Resultados obtidos na prova de carga dinâmica para as estacas 1, 2 e 39	<i>)</i> 6
Quadro 4.2 - Nega obtida na cravação das três estacas	)6
Quadro 4.3 - Valores da carga última total, obtida pelo Repicômetro para as estacas 1 e 2	2
	6

Quadro 4.4 - Resultados da carga última, obtidos para cada tipo de análise
Quadro 4.5 - Resultados de carga últimas totais, obtidos pelo Sistema Repicômetro -
estacas 1 e 3
Quadro 4.6 - Valores de deslocamento obtidos na primeira prova de carga estática97
Quadro 4.7 - Resultados obtidos na prova de carga estática para a estaca 2
Quadro 4.8 - Valores de cargas últimas total, lateral e ponta, obtidos nos diferentes
métodos de obtenção de capacidade de carga, bem como a relação entre
eles
Quadro 4.9 - Parâmetros utilizados para o cálculo da carga de ponta na fórmula de
BEREZANTZEV
Quadro 4.10 - Parâmetros utilizados para o cálculo da carga lateral na fórmula de
NORDLUND
Quadro 4.11 - Resultados da aplicação da fórmula de BEREZANTZEV e NORDLUND.
Quadro 4.12 - Relação entre os resultados de carga última total, lateral e ponta, obtidos na
prova de carga e pela utilização da fórmula de BEREZANTZEV e
NORDLUND
Quadro 4.13 - Parâmetros utilizados para o cálculo da carga de ponta na fórmula de
MEYERHOF
Quadro 4.14 - Resultados da aplicação da fórmula de MEYERHOF100
Quadro 4.15 - Relação entre os resultados de carga última total, lateral e ponta, obtidos na
prova de carga e pela utilização da fórmula de MEYERHOF 101
Quadro 4.16 - Parâmetros utilizados para o cálculo de carga última desta estaca de
SKEMPTON101
Quadro 4.17 - Resultados da aplicação da fórmula de SKEMPTON
Quadro 4.18 - Relação entre os resultados de carga última total, lateral e ponta, obtidos na
prova de carga e pela utilização da fórmula de SKEMPTON101
Quadro 4.19 - Valores de $\alpha$ , K, F1 e F2 obtidos nas tabelas de AOKI & VELLOSO em
função do SPT e α, K obtidos através do CPT102
Quadro 4.20 - Resultados da aplicação da fórmula de AOKI & VELLOSO

Quadro 4.21 ·	- Relação (	entre os	resultado	s de carga	ı última	total,	lateral of	e ponta,	obtidos	na
	prova de	carga e	stática e p	elo métoc	lo de A	OKI &	vell			02

Quadro 4.30 - Resultados da aplicação da fórmula de DECOURT & QUARESMA..... 104

- Quadro 4.33 Resultados da aplicação da fórmula de MEYERHOF......105

Quadro 4.37 - Relação entre os resultados de carga última total, obtidos na prova de carga
e pela utilização da fórmula dos HOLANDESES
Quadro 4.38 - Resultados da aplicação da fórmula de BRIX106
Quadro 4.39 - Relação entre os resultados de carga última total, obtidos na prova de carga
e pela utilização da fórmula de BRIX106
Quadro 4.40 - Resultados da aplicação da fórmula do ENGINEERING NEWS 106
Quadro 4.41 - Relação entre os resultados de carga última total, obtidos na prova de carga
e pela utilização da fórmula do ENGINEERING NEWS106
Quadro 4.42 - Resultados da previsão de capacidade de carga de todos os métodos
utilizados e sua relação com o resultado da primeira prova de carga 107
Quadro 4.43 - Valores do Módulo de Elasticidade do Solo ( $E_s$ ) e do Coeficiente de
Poisson (v) em função da profundidade108
Quadro 4.44 - Valores da altura equivalente para a primeira camada (he <sub>1</sub> ) e para a segunda
camada (he <sub>2</sub> )
Quadro 4.45 - Valores dos parâmetros utilizados para o cálculo das parcelas de recalque
de VÉSIC
Quadro 4.46 - Valores das parcelas de recalque e recalque total, para cada intervalo de
carga de VÉSIC109
Quadro 4.47 - Valores dos parâmetros utilizados para o cálculo de recalque de POULOS.
Quadro 4.48 - Valor dos fatores, obtidos através dos gráficos propostos por POULOS e
os obtidos através de equações
Quadro 4.49 - Valores de recalque obtidos através da fórmula de POULOS, para cada
estágio de carga aplicada110
Quadro 4.50 - Valores de recalque obtidos através da fórmula de NAIR, para cada estágio
de carga aplicada
Quadro 4.51 - Valores obtidos de R e B, e o valor adotado de I <sub>o</sub> 111
Quadro 4.52 - Valores de recalque obtidos através da fórmula de CASSAN, para cada
estágio de carga aplicada111

Quadro 4.53 - Valores de $\lambda$ e G utilizados na equação proposta por BUTTERFIELD &
BANERJEE 112
Quadro 4.54 - Valores de recalque obtidos através da fórmula de BUTTERFIELD &
BANERJEE, para cada estágio de carga aplicada112
Quadro 4.55 - Dados utilizados para a entrada no programa
Quadro 4.56 - Valores de f1, f2 e carga na ponta, para cada nível de carregamento da
prova de carga113
Quadro 4.57 - Valores de recalque obtidos através da fórmula de AOKI & LOPES, para
cada estágio de carga aplicada113
Quadro 4.58 - Valores de recalque para as cargas de 120 e 240kN, obtidos de cada
método de previsão e suas relações com o resultado da primeira prova de
carga
Quadro 4.59 - Valores de tensão e deformação para cada estágio de carregamento - $1^a$
prova de carga115
Quadro 4.60 - Valores da carga transferida para cada nível e estágio na primeira prova de
carga
Quadro 4.61 - Dados da estaca
Quadro 4.62 - Parâmetros do solo obtidos por cálculo - 1ª prova de carga120
Quadro 4.63 - Valores de carga e deslocamento teóricos - 1ª prova de carga 121
Quadro 4.64 - Valores da carga residual para o nível 10m e ponta - 1ª prova de carga 122
Quadro 4.65 - Valores de deslocamentos obtidos na segunda prova de carga estática 124
Quadro 4.66 - Valores de deslocamentos acumulados obtidos na primeira e segunda
provas de carga
Quadro 4.67 - Índices pluviométricos anteriores a primeira e segunda provas de carga 125
Quadro 4.68 - Valores da carga transferida para cada nível e estágio da segunda prova de
carga
Quadro 4.69 - Parâmetros do solo obtidos por cálculo - 2ª prova de carga132
Quadro 4.70 - Valores de carga e deslocamento teóricos - 2ª prova de carga
Quadro 4.71 - Valores da carga residual para o nível 10m e ponta - 2ª prova de carga 134

## LISTA DE SÍMBOLOS E UNIDADES

- A = Area da secção transversal da estaca (m<sup>2</sup>)
- A<sub>B</sub> = Variável em função do ângulo de atrito do solo
- $A_{I} =$ Área lateral da estaca (m<sup>2</sup>)
- $A_p =$ Área da ponta da estaca (m<sup>2</sup>)

 $\mathbf{B} = \mathbf{Relação} \ \mathbf{f}_{al} \ / \ \mathbf{y}_2$ 

 $B_B$  = Variável em função do ângulo de atrito do solo

c = Coesão (em termos de tensão total) (kPa)

 $C_2$  = Compressão elástica do fuste

 $C_3$  = Compressão elástica do solo abaixo da ponta da estaca

C<sub>a</sub> = Adesão solo-estaca (kPa)

C<sub>f</sub> = Coeficiente para o cálculo de recalque

 $C_p$  = Coeficiente para o cálculo de recalque da ponta

c<sub>q</sub> = Constante para martelo de cravação de gravidade ou a vapor

d = Diâmetro da estaca (m)

- $d_b = Diâmetro da base da estaca (m)$
- $D_c = Diâmetro do cone do CPT (m)$

e =Índice de vazios

- $E_c = Módulo de elasticidade do material da estaca (Mpa)$
- $E_e = Módulo de elasticidade da estaca (MPa)$
- $e_f =$  Fator de correção do atrito lateral

 $E_n = Módulo de elasticidade da nata (MPa)$ 

 $e_o =$  Fator de correção devido ao comprimento da onda de impacto

- $E_{si} = M$ ódulo de elasticidade do solo na camada i (kPa)
- $F_1 =$  Fator de carga de ponta proposto por AOKI & VELLOSO
- F<sub>2</sub> = Fator de carga lateral proposto por AOKI & VELLOSO

 $A_{al} = Atrito lateral de ruptura obtido da prova de carga (kN)$ 

A<sub>ali</sub> = Atrito lateral associado à camada i (kN)

FC = Fator de correção para K'

- $f_c = Atrito lateral local (kPa)$
- $f_u$  = Atrito lateral de ruptura calculado (kPa)
- G = Módulo de elasticidade no cisalhamento (kPa)
- H = Profundidade total da camada de solo (m)
- $h_c$  = Distância da ponta da estaca à camada incompressível (m)
- $h_e$  = Altura equivalente da camada de solo (m)
- $h_i = Profundidade da camada i (m)$
- $h_m$  = Altura de queda do martelo de cravação (m)
- I = Fator de influência
- $I_o =$  Fator de influência para estaca incompressível
- $I_{oc}$  = Constante em função do tipo de estaca, proposto por CASSAN
- IP = Indice de plasticidade (%)
- K' = Coeficiente obtido em função do volume de solo deslocado e ângulo de atrito do solo
- K = Coeficiente de empuxo lateral
- k = Rigidez relativa solo(fuste)-estaca
- $K_{av} = Relação q_c/N$
- K<sub>dq</sub> = Coeficiente que correlaciona a resistência à penetração (N) com a resistência de ponta em função do tipo de solo, proposto por DECORT & QUARESMA
- $K_o = Compressão elástica da estaca (m)$
- $K_p =$  Fator de rigidez da estaca
- $K_R$  = Valor do repique elástico da estaca (m)
- K<sub>s</sub> = Coeficiente de empuxo médio do fuste da estaca
- $K_{s cv}$  = Compressão elástica do solo abaixo da ponta (m)
- L = Comprimento da estaca (m)
- 1 = Profundidade do centro de resistência à cravação (m)
- LL = Limite de liquidez (%)
- $L_{eq} = Comprimento equivalente (m)$
- $l_R$  = Comprimento cravado (m)
- n = Porosidade (%)
- $\overline{N}$  = Resistência à penetração média do SPT ao longo do fuste

- N<sub>e</sub> = Fator de capacidade de carga proposto por Terzaghi
- $N_p$  = Resistência à penetração do SPT, resultante da média de 3 valores obtidos ao nível

da ponta, imediatamente acima e abaixo.

 $N_{qi}$  = Fator de capacidade de carga em função do ângulo de atrito i

 $N_z$  = Carga transferida do topo na profundidade z (kN)

p = Perimetro da estaca (m)

 $P_m = Massa da estaca (Kg)$ 

 $P_m$  = Massa do martelo de cravação (Kg)

 $P_t$  = Fator de carga de ponta proposto por MEYERHOF

 $q_{ac}$  = Resistência média de cone no trecho 3d, acima da ponta da estaca (kPa)

 $q_c = Resistência de ponta (kPa)$ 

 $q_{ca}$  = Resistência de cone numa faixa de 8d, acima da ponta da estaca (kPa)

 $q_{cb}$  = Resistência média de cone numa faixa de 3,5d, abaixo da ponta da estaca (kPa)

 $q_{cc}$  = Resistência média de cone no trecho 3d, abaixo da ponta da estaca (kPa)

 $q_{cp}$  = Resistência média de cone na região da ponta da estaca (kPa)

 $q_{11}$  = Resistência limite de ponta para camada superior (kPa)

 $q_{12}$  = Resistência limite de ponta para camada inferior (kPa)

Q<sub>lat</sub> = Carga lateral no estágio de carregamento (kN)

 $Q_{lu}$  = Carga lateral de ruptura da prova de carga (kN)

 $Q_{lucalc} = Carga lateral de ruptura calculada (kN)$ 

Q<sub>pr</sub> = Carga residual de média ponta (kN)

 $Q_p = Carga de ponta no estágio de carregamento (kN)$ 

 $Q_{pu}$  = Carga de ruptura de ponta (prova de carga) (kN)

 $Q_{pucalc} = Carga de ruptura de ponta (calculada) (kN)$ 

 $Q_u$  = Carga de ruptura da prova de carga (kN)

 $Q_{ucalc} = Carga de ruptura total calculada (kN)$ 

R = Inclinação do trecho pseudo-elástico

r = Raio da estaca (m)

 $R_b$  = Fator de correção para o módulo de elasticidade do solo da base

 $R_c = Resistência à compressão simples do solo(kPa)$ 

- $R_d$  = Resistência mobilizada dinamicamente (kN)
- R<sub>e</sub> = Inclinação equivalente do trecho pseudo-elástico
- $R_k$  = Fator de correção de compressibilidade

RMX = Resistência Maxima Mobilizada (kN)

R<sub>u</sub> = Resistência mobilizada na cravação (kN)

s = Nega (cm/golpe)

- S = Recalque total da estaca (m)
- $s_e = Recalque elástico (m)$
- $s_f$  = Recalque do solo devido a cargas de atrito ao longo do fuste (m)

 $S_{i,j}$  = Recalque induzido pela carga de ponta (m)

- $S_{i,k}$  = Recalque induzido pelas cargas pontuais, parte lateral (m)
- $s_p$  = Recalque do solo devido à carga de ponta (m)
- $s_{pf}$  = Valor resultante dos recalques devido a cargas de ponta e atrito lateral (m)
- $S_t$  = Fator de carga lateral em função do tipo de estaca
- V = Volume de solo deslocado (m<sup>3</sup>/m)
- W = Umidade natural do solo (%)
- $y_1$  = Deslocamento necessário para pleno desenvolvimento do atrito lateral (m)
- $y_{1i}$  = Deslocamento do trecho i, desenvolvido pelo atrito lateral (m)
- y<sub>2</sub> = Deslocamento necessário para pleno desenvolvimento da reação de ponta (m)
- $Z_b$  = Profundidade de embutimento da estaca na última camada (m)
- Z<sub>e</sub> = Profundidade de embutimento da estaca na camada de apoio da ponta (m)
- $z_i$  = Profundidade da camada i (m)

#### GREGAS

- $\alpha_{av}$  = Relação de atrito proposto por AOKI & VELLOSO
- $\alpha_f$  = Coeficiente que leva em conta o tipo de estaca
- α<sub>p</sub> = Coeficiente que correlaciona a resistência limite de ponta da estaca com a resistência de cone
- $\alpha_{pp}$  = Fator de carga lateral em função do tipo de estaca porposto por P. P. VELLOSO
- $\alpha_r$  = Coeficiente que exprime a relação entre a parcela de carga da ponta e carga total da estaca
- $\alpha_s$  = Coeficiente em função do tipo de solo
- $\alpha_{ss}$  = Fator de correção em função do tipo de distribuição de atrito lateral ao longo do fuste
- $\alpha_{\rm T}$  = Fator de redução de  $\sigma_{\rm v}$
- $\beta$  = Fator de dimensão da base
- $\delta = \hat{A}$ ngulo de atrito entre o solo e o material da estaca (°)
- $\Delta_{zi}$  = Comprimento do fuste no trecho considerado (m)
- $\epsilon$  = Deformação da barra instrumentada
- $\phi = \hat{A}$ ngulo de atrito do solo (em termos de tensão total) (°)
- $\phi' = \hat{A}$ ngulo de atrito do solo (em termos de tensão efetiva) (°)
- $\gamma$  = Peso específico médio (kN/m<sup>3</sup>)
- $\gamma_d$  = Peso específico seco (kN/m<sup>3</sup>)
- $\gamma_{nat}$  = Peso específico natural (kN/m<sup>3</sup>)
- $\gamma_s$  = Peso específico dos sólidos (kN/m<sup>3</sup>)
- $\gamma_1$  = Peso específico do solo acima da ponta da estaca (kN/m<sup>3</sup>)
- $\gamma_2$  = Peso específico do solo abaixo da ponta da estaca (kN/m<sup>3</sup>)
- $\lambda_r = \text{Coeficiente de rigidez}$
- $\lambda$  = Rigidez relativa solo (fuste-ponta) estaca
- $\lambda_p$  = Fator em função do tipo de carregamento da estaca proposto por P. P. VELLOSO

- v = Coeficiente de Poisson
- $\mu=\mbox{Parâmetro}$  que determina o efeito da carga residual na ponta
- $\sigma_r$  = Capacidade de suporte do solo (kPa)
- $\sigma_{\rm v}$  = Tensão efetiva média ao longo do fuste da estaca (kPa)

## LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

SPT - Sondagem de Simples Reconhecimento

CPT - Sondagem de Penetração Estática

FEAGRI - Faculdade de Engenharia Agrícola

IPR - Indústria de Pré-Fabricados de Rafard Ltda

PDA - Pile Dirving Analyser

IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas

CAPWAPC - Case Pile Wave Analysis Program - Continuous Model

## RESUMO

Apresenta-se neste trabalho a análise de comportamento de uma estaca pré-moldada de 14m de comprimento e 0,18m de diâmetro, instrumentada, submetida à prova de carga dinâmica, à medida de repique elástico através do Sistema Repicômetro e a duas provas de carga estáticas em um intervalo de 44 dias.

Sua instrumentação constituiu-se de extensômetros elétricos colados à barras de aço, instaladas em quatro níveis ao longo do fuste da estaca.

Através da realização das provas de carga estática obteve-se os valores de carga última, recalques, atrito lateral e resistência de ponta. Comparou-se estes resultados aos obtidos na prova de carga dinâmica e do Sistema Repicômetro, e também aos calculados através dos métodos teóricos, empíricos e semi-empíricos de previsão de carga última e aos de previsão de recalques.

Além destes parâmetros analisados, verificou-se o valor da carga residual após as duas provas de carga estáticas e sua variação ao longo do tempo.

## ABSTRACT

It is presented the analysis of a instrumented driven pile behavior measuring 14m length by 0,18m of diameter, submitted to dynamic load test, elastic rebound measurement through "Repicômetro" Sistem, and two static compression load tests with an interval of 44 days.

The instrumentation consisted of electrical strain gages sticked to steel bars, installed in four levels alongside the pile shaft.

The results obtained from static load tests were: ultimate loads, settlements, shaft friction and tip resistance. These results were compared with the obtained in dynamic load test and "Repicômetro" Sistem, and also from calculated theorics, empirics and semi-empirics methods of ultimate load and settlements prevision.

Beyond these parameters, was verified the value of residual load after two static load tests and it's variation along the time.

# 1

# INTRODUÇÃO

A utilização de fundações por estacas ocorre desde a antiguidade, quando então eram confeccionadas em madeira. Seu uso intensificou-se a partir do século XVIII, pois, como o material era abundante e a mão de obra utilizada tinha um baixo custo, cravavam-se no terreno quantas ele aceitasse.

Com o advento da revolução industrial, exigiram-se edificações de maior porte para abrigar os equipamentos, tornando as estruturas mais robustas e portanto mais pesadas, acarretando assim maior carga ao solo. As estacas de madeira já não poderiam ser utilizadas à vontade pois encareceriam a obra, já que a quantidade a ser cravada teria que ser maior do que antes. Os engenheiros foram obrigados a restringir o número de estacas a serem cravadas, não perdendo de vista a estabilidade da estrutura; a partir daí surgiram os primeiros estudos objetivando à previsão da capacidade de carga de uma estaca através de métodos teóricos. Muitas fórmulas surgiram, mas o tempo encarregou-se de expor suas deficiências, obrigando o meio técnico a fazer uso das provas de carga para a obtenção de sua capacidade de suporte, exceto para pequenas obras.

Com o passar do tempo e a ocupação cada vez maior do solo, tornou-se necessário conhecer os problemas relativos às fundações, devido ao contínuo aumento das cargas impostas ao subsolo, estimulando o aumento de pesquisas sobre o comportamento solo-fundação.

Os primeiros trabalhos realizados visando ao conhecimento do comportamento das fundações datam da década de 30, e se iniciam com estudos de modelos reduzidos; desde então, no Brasil, muitos trabalhos vêm se desenvolvendo nesta área. Os primeiros foram feitos pelo IPT juntamente com o prof. Costa Nunes, pioneiro na introdução de provas de carga utilizando estacas instrumentadas ao longo do fuste.

Para a engenharia de fundações, torna-se prioritário pesquisar alguns parâmetros, tais como: curva carga *versus* recalque, transferência de carga ao longo da profundidade, carga última, comparações de resultados de provas de carga dinâmica e estática, relação entre resultados de carga última obtidos através de fórmulas de previsão e provas de carga etc.

Para a verificação da capacidade de carga em estacas pré-moldadas de concreto, objeto do presente estudo, dispõe-se de duas ferramentas, a saber: controle durante a cravação (medida da *nega*, prova de carga dinâmica e sistema repicômetro) e prova de carga estática.

- No primeiro caso, utiliza-se muito o sistema lápis-papel, isto é, a medida da *nega* ao fim da cravação, associando-se a esta alguma fórmula dinâmica. Este sistema tem o incoveniente de não fornecer com confiabilidade o valor real da capacidade estática de suporte da estaca. Associados à cravação existem os métodos baseados na teoria da equação da onda, como por exemplo o Case e CAPWAPC, que além de mais eficientes e confiáveis para fornecerem o valor da capacidade de carga, proporcionam o conhecimento da resistência lateral e ponta, inclusive a integridade da estaca. A medida do repique elástico, através do sistema Repicômetro, utilizado quando da cravação da estaca, é uma forma alternativa de obter a capacidade de carga.

- A prova de carga estática é um método de eficiência comprovada para fornecer o valor da capacidade de carga e recalques, e, no caso de haver instrumentação interna, o atrito lateral, resistência de ponta etc; o incoveniente é o alto custo associado à mão de obra especializada em sua execução Com o intuito de análisar estes métodos de previsão de capacidade de carga e também as fórmulas de previsão de recalques, carga residual e transferência de carga, foi idealizado este trabalho, que analisa o comportamento de uma estaca pré-moldada protendida de concreto com diâmetro de 0,18m e 14m comprimento, cravada no campo experimental de fundações da FEAGRI, instrumentada em quatro níveis com extensômetros elétricos de resistência (strain-gages).

Foram executadas duas provas de carga estáticas com intervalo de 44 dias, uma prova de carga dinâmica na cravação com análises pelos métodos Case, CAPWAPC e IPT-Case, e a análise do repique elástico ao fim da cravação.

Neste trabalho determinam-se os valores de carga de ruptura, através de prova de carga dinâmica, estática e sistema repicômetro, recalque da estaca ao longo do carregamento, valores de carga de ruptura obtidos através da aplicação de fórmulas teóricas e empíricas, valores de recalque obtidos através da utilização de fórmulas teóricas, a transferência de carga e atrito lateral ao longo da profundidade através dos resultados fornecidos por extensômetros elétricos situados nos diversos níveis, e a carga residual e seu comportamento ao longo do tempo.

O objetivo é estudar o comportamento de uma estaca pré-moldada de concreto submetida a esforços de compressão, embutida em solo residual de diabásio da região de Campinas, e correlacionar os resultados com aqueles obtidos através de métodos teóricos e empíricos para previsão da carga de ruptura e recalque, além de verificar a carga aprisionada na estaca após a prova de carga.

2

# **REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

#### 2.1 - Histórico

É importante fazer um relato histórico sobre a introdução de uma importante técnica de obtenção de dados confiáveis a respeito do comportamento das fundações. Segundo VARGAS (1990), o primeiro método preciso para executar provas de carga estáticas no Brasil começou a ser estudado em 1942, pelo IPT, com a colaboração do Prof. Costa Nunes, engenheiro da empresa Estacas Franki Ltda. O IPT, através de uma solicitação da Companhia Internacional de Estacas Frankignoul, responsável pela entrada no Brasil da prática de analisar as fundações através da prova de carga, designou ao prof. Costa Nunes a responsabilidade da execução e planejamento de uma prova de carga.

A primeira das provas de carga foi aplicada nas fundações da estação da Estrada de Ferro Noroeste, em Bauru, executada sobre estaca Franki, realizada pelo IPT em 1936; no Rio de Janeiro, as primeiras experiências de provas de carga sobre estacas do tipo Franki datam de 1942, e foram executadas sobre as fundações do Instituto de Resseguros Brasil (VARGAS, 1990).

VARGAS (1990), cita que os primeiros trabalhos sobre estacas ou modelos de estacas instrumentadas datam do início de 1950, e a pioneira, no Brasil, neste tipo de prova de carga, foi a empresa Tecnosolo; mas foi após o VI Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (1979), que foi gerada grande quantidade de trabalhos, em âmbito nacional e internacional, sobre provas de carga em estacas

instrumentadas. Como se pode observar, este tipo de trabalho é recente no Brasil, sendo que ainda poucos núcleos de pesquisa e empresas são capazes de executá-lo.

### 2.2 - Provas de Carga

A natural dificuldade em conhecer as propriedades do solo onde as fundações serão construídas, as alterações das condições iniciais provocadas pela execução das estacas e o comportamento complexo do conjunto estaca-solo, de difícil modelagem numérica ou analítica, justificam a necessidade da utilização deste ensaio em verdadeira grandeza.

As provas de carga, utilizadas em geotecnia para se estudar o comportamento estacasolo, verificam aspectos importantes como a capacidade de carga, deslocamentos do elemento da fundação, e ainda, no caso das estacas instrumentadas, a transferência de carga em profundidade.

Segundo a NBR-6121/86, a prova de carga é um ensaio que visa determinar, por meios diretos, as características de deslocamento ou resistência do terreno, ou de elementos estruturais da fundação.

Os diversos motivos que levam à execução de uma prova de carga podem ser resumidos da seguinte maneira:

\* Assegurar que não irá ocorrer ruptura para uma certa carga de trabalho;

\* Avaliar a integridade estrutural do elemento da fundação;

\* Determinar qual a carga de ruptura, realizando uma checagem das estimativas;

\* Determinar o comportamento carga x deslocamento de um elemento de fundação, especialmente na região da carga de trabalho.

Destes motivos citados, os dois primeiros podem ser considerados como ensaios relativos a "controle de qualidade", ao passo que os restantes seriam ensaios para obtenção

de dados, usados na avaliação dos parâmetros adotados em projetos, tendo em vista a previsão de recalques ou projetos de obra semelhantes.

As provas de carga podem ser feitas com cargas verticais, horizontais ou inclinadas, à compressão ou tração, procurando reproduzir as condições de funcionamento da fundação a que se destinam.

As provas de carga podem ser divididas em:

a) Prova de carga direta sobre o terreno da fundação;

b) Prova de carga estática em estacas e tubulões;

c) Prova de carga dinâmica em estacas.

Neste trabalho, as cargas utilizadas serão verticais e de compressão; as provas de carga utilizadas serão a estática e a dinâmica.

#### 2.2.1 - Prova de Carga Estática

A prova de carga estática é definida na aplicação de sucessivos estágios de carga à fundação, conjuntamente com a leitura dos recalques correspondentes; para aplicar a carga é necessário utilizar um sistema de reação para que se possa efetuar o carregamento.

Neste tipo de trabalho o estudo estatístico raramente é feito, tendo em vista que não se consegue abranger um número significativo de elementos, pois toda uma estrutura é necessária para a realização de uma prova de carga estática, incluindo o custo e o tempo. Mas, apesar de todas estas dificuldades, este procedimento ainda é a melhor maneira de se comprovar a resistência limite de uma fundação isolada, principalmente se for profunda, do tipo estaca ou tubulão.

MILITITSKY (1991), em discussão a respeito da utilização de provas de carga estática, sugere uma maior realização de provas de carga com instrumentação interna, visando a aumentar o controle sobre o comportamento das estacas, auxiliando na definição

de critérios de ruptura para estacas não instrumentadas; esta observação justifica a instrumentação dentro das estacas a serem utilizadas neste trabalho.

A importância da utilização de provas de carga em um experimento de fundações é bem definida por MILITITSKY (1991) quando diz que *"as provas de carga constituem técnica insubstituível para o estudo e determinação do comportamento de fundações profundas sob carga, devendo reproduzir, da forma mais próxima, as condições reais da fundação, não somente no que se refere à geometria ou técnica construtiva, mas ao tipo de carregamento real da estrutura".* 

#### 2.2.2 - Prova de Carga Dinâmica

Este ensaio constitui uma ferramenta bastante utilizada para estacas pré-fabricadas, devido ao custo moderado e à vantagem de ser realizada no final da cravação, permitindo o controle de sua instalação e a determinação do comprimento da estaca.

A verificação da capacidade de carga de estacas cravadas através da aplicação de fórmulas dinâmicas controladas pelas *negas*, tem sido um procedimento padrão adotado durante muito tempo. Entretanto, a compreensão do fenômeno de cravação de estacas sofreu avanços mais significativos a partir da aplicação da teoria de equação de onda, através do trabalho inicial de SMITH (1960); o advento dos computadores contribuiu para uma rápida difusão desta técnica.

A prova de carga dinâmica é definida por NIYAMA (1991) como um ensaio em que se aplica um carregamento dinâmico axial, a princípio de qualquer espécie, com o objetivo de obter a estimativa de sua capacidade de carga, pela aplicação da equação de onda, durante o processo de cravação e recravação de uma estaca. A norma brasileira NBR-6122/96, no seu capítulo sobre estacas cravadas, refere-se aos métodos dinâmicos como uma das formas de determinação da capacidade de carga de uma estaca pré-moldada.

O conceito mais recente para realização da prova de carga dinâmica, segundo NIYAMA & AOKI (1991), baseia-se no procedimento de aplicar golpes sucessivos de martelo com energias crescentes, medindo-se a resistência à cravação através da instrumentação (PDA, Pile Driving Analyser).

Pode-se verificar através dos trabalhos de TIMOSCHENKO & GOODIER (1970) e GOBLE et al. (1980) (apud VARGAS, 1990) que a primeira análise da propagação unidimensional da onda, aplicável à cravação de estacas, foi apresentada por Saint-Venant em 1865, que formulou uma equação diferencial que governava a propagação unidimensional da onda numa barra elástica, bem como sua respectiva solução. Observa-se que a aplicação desta técnica não é recente, devendo assim fornecer muitos subsídios para este trabalho.

Entretanto, o programa mais extenso e conhecido foi desenvolvido na "Case Western Reserve Institute - E.U.A", iniciado em 1964. Deste resultou a técnica de instrumentação mais utilizada em todo o mundo na atualidade, e sobre a qual está baseado o conceito da prova de carga dinâmica, em seu sentido mais amplo.

Quanto à utilização das provas de carga dinâmicas, a primeira indagação que se faz é quanto à correspondência dos valores da capacidade de carga, estimada por meio de métodos dinâmicos, utilizando-se provas de carga estáticas, o que é uma das propostas deste trabalho.

NIYAMA (1991) mostra uma grande preocupação quanto à parcela devida à resistência de ponta na instrumentação da prova de carga dinâmica, em comparação com aquelas indicadas por métodos de cálculos estáticos semi-empíricos. O comportamento das

estacas ao redor da ponta é um tanto complexo, e esta preocupação poderá ser verdadeira ou não no caso específico deste trabalho, pois uma instrumentação interna foi colocada na ponta da estaca.

Este particular aspecto ainda deve merecer muito estudos, não apenas quanto ao comportamento dinâmico, mas também estático, pois como BROMS (1985) (apud NIYAMA, 1991) se referiu, as provas de carga estáticas também devem apresentar desenvolvimento compatível com aqueles experimentados pelos ensaios dinâmicos, através do incremento da instrumentação, justificando ainda mais a utilização da instrumentação neste trabalho.

Conclui-se que a prova de carga dinâmica é uma técnica consagrada em nível mundial pelo seu uso e experiência acumulada. Trata-se de uma ferramenta altamente prática e confiável no controle da execução de cravação de estacas.

#### 2.3 - Extensômetros Elétricos de Resistência

Utilizam-se extensômetros elétricos de resistência em estacas submetidas a provas de carga, objetivando o conhecimento da distribuição de tensões e deformações do fuste e da ponta da fundação durante o carregamento. Este é um dos principais objetivos que os engenheiros de fundações vêm buscando. Para isto, a realização de provas de carga em estacas instrumentadas com extensômetros elétricos de resistência (strain-gages), muito tem contribuído para o conhecimento dos estados de tensão e deformação ao longo de uma estaca.

O extensômetro elétrico de resistência é um elemento sensível que relaciona pequenas variações de dimensão com variações equivalentes em sua resistência elétrica. Associado a instrumentos especiais (transdutores), possibilita a medida de pressão, tensão, força e aceleração. Seu princípio, de que a resistência de um condutor aumenta quando este é submetido à força de tração e diminui quando a força é de compressão, foi observado por

Lord Kelvin em 1856, mas somente na década de 30 foi aplicado. Dentre as suas características, destacam-se:

\* Alta precisão de medida;

\* Excelente resposta dinâmica;

\* Excelente linearidade;

\* Pode ser utilizado imerso em água ou em atmosfera de gás corrosivo, desde que se faça o tratamento adequado;

\* possibilidade de se efetuar medidas à distância etc.

Estas características fazem com que o extensômetro elétrico de resistência tenha ampla aplicação em estudos experimentais.

A ponte de Wheatstone é o circuito mais utilizado com extensômetros elétricos de resistência, tanto para medidas de deformações estáticas como dinâmicas. Este tipo de circuito permite eliminar com facilidade a influência da temperatura do extensômetro, desde que se faça a montagem adequada.

Existem muitos tipos de ligações possíveis, utilizando-se extensômetros elétricos de resistência. Apresentam-se a seguir três casos :

#### A) Primeiro tipo de ligação

Refere-se a uma peça que sofre deformação devido a esforços normais, esforços de flexão e esforços devido à variação de temperatura; neste caso deseja-se eliminar o efeito temperatura.

#### B) Segundo tipo de ligação

Refere-se a uma peça submetida a esforços normais, esforços de flexão e esforços devido à variação de temperatura, onde se quer eliminar o efeito da variação de temperatura e dos esforços normais, obtendo-se apenas as deformações provenientes dos esforços de flexão.
C) Terceiro tipo de ligação

Neste caso utiliza-se um tipo de ligação chamado "ponte completa", onde são eliminados os efeitos da temperatura e das deformações provenientes da flexão, obtendo-se as deformações provenientes apenas do esforço normal. Na peça solicitada colam-se 4 extensômetros. Este tipo de ligação será utilizada neste trabalho.

CARVALHO (1991) apresenta informações detalhadas sobre os diversos tipos de ligação.

Com o objetivo de obter informações relativas à transferência de carga em profundidade para uma estaca submetida a um carregamento, instrumenta-se a sua armadura com extensômetros elétricos de resistência.

O princípio de funcionamento origina-se da deformação provocada em uma secção da estaca, devido a determinado carregamento, deformação esta fornecida por extensômetros elétricos de resistência. Utilizando-se a Lei de Hooke obtém-se:

$$\mathbf{F} = \mathbf{E}_{e} \ast \mathbf{\varepsilon} \ast \mathbf{A} \tag{2.1}$$

Portanto, conhecendo-se a deformação, o módulo de elasticidade da estaca e sua secção transversal, obtém-se a carga na secção. Instrumentando-se, então, pontos da estaca ao longo do fuste com extensômetros elétricos, obtém-se a carga em vários pontos da profundidade, determinando-se, assim, a transferência de carga ao longo da estaca.

Considerando-se que durante a sua instalação a instrumentação está sujeita a choques mecânicos e instalada, sujeita-se à umidade, sua preparação e instalação devem ser cercadas de cuidados especias. Atualmente tem-se instalado estes instrumentos após a implantação das fundações no campo, através de bainhas de aço corrugado ou canos de aço, instalados nas estacas quando da sua confecção. Os instrumentos são colocados verticalmente, e após são solidarizados à estaca através da injeção de nata de cimento.

## 2.4 - Métodos para Previsão da Carga de Ruptura

Utilizam-se Métodos Teóricos, Empíricos ou Semi-Empíricos para a previsão da carga de ruptura. Para a aplicação dos Métodos Teóricos é necessário o conhecimento das propriedades geotécnicas do solo do local (coesão, ângulo de atrito, módulo de elasticidade etc) e para os Métodos Empíricos e Semi-Empíricos, dados de ensaios de campo ou dados de cravação.

As fórmulas baseadas em ensaios de penetração contínua e resultados de sondagem à percussão, tem sido constantemente empregadas na previsão da carga de ruptura de estacas.

No Brasil, a utilização destas expressões vem crescendo, devido principalmente à enorme facilidade de aplicação, e mesmo de programação; segundo ALBIERO (1990b), o meio técnico, em sua grande maioria, utiliza fórmulas empíricas baseadas nos valores de resistência à penetração. As quatro mais utilizadas são: AOKI-VELLOSO (1975), DECOURT-QUARESMA (1978), P. P. VELLOSO (1981) e MEYERHOF (1976). Nestas expressões a carga de ruptura, ou carga admissível, é calculada pela soma das parcelas das cargas de ruptura ou admissíveis, lateral e de ponta.

Os seguintes Métodos Teóricos, Empíricos e Semi-Empíricos para determinação da carga de ruptura serão apresentados e aplicados neste trabalho:

- Métodos Teóricos:

- Fórmula de BEREZANTZEV (1957, 1961) e NORDLUND (1963)
- Fórmula de MEYERHOF (1976, 1977)
- Fórmula de SKEMPTON (1951)

- Métodos Empíricos e Semi-Empíricos

a) Fórmulas baseadas em ensaios de campo:

- Fórmula de AOKI-VELLOSO (1975)
- Fórmula de P. P. VELLOSO (1981)
- Fórmula de PHILIPPONAT (1978)
- Fórmula de DECOURT-QUARESMA (1978)
- Fórmula de MEYERHOF (1976)

b) Fórmulas baseadas em dados de cravação (Métodos Dinâmicos):

- Fórmula dos HOLANDESES

- Fórmula de BRIX

- Fórmula do ENGINEERING NEWS

# 2.4.1 - Métodos Teóricos

# 2.4.1.1 - Fórmula de BEREZANTZEV (1957, 1961) e NORDLUND (1963)

Para a obtenção da carga de ruptural, a fórmula de BEREZANTZEV deve ser utilizada em conjunto com uma outra fórmula, para a obtenção do valor limite do atrito lateral; sugere-se utilizar a expressão de NORDLUND (1963).

$$Q_{ucalc} = Q_{hucalc} + Q_{pucalc}$$
(2.2)

- Carga de Ruptura Lateral

A expressão de NORDLUND (1963) aplica-se a solos não coesivos, levando em conta a rugosidade, a forma da estaca e o volume do solo deslocado pela mesma quando de sua cravação.

$$Q_{\text{lucalc}} = \sum_{i=1}^{n} K. \gamma_i. \Delta z_i. \tan g \delta_i. A_1$$
 (2.3)

e 
$$K = K^{2}.FC$$
 (2.4)

onde:

K = coeficiente de empuxo lateral.

K' = coeficiente obtido do volume de solo deslocado e ângulo de atrito do solo (Quadro 2.1).

 $\delta_i$  = ângulo de atrito entre o solo e o material da estaca.

FC = fator de correção para K', obtidos através das Figuras 2.1 e 2.2.

		K'		
¢	$V(m^3/m)$			
	0,01	0,1	1,0	
25°	0,70	0,85	1,00	
30°	0,85	1,15	1,45	
35°	1,16	1,76	2,34	
40°	1.72	3.02	4.28	

Quadro 2.1 - Valores de K.'



Figura 2.1 - Relação entre V e 8⁄6 para vários tipos de estacas.



Figura 2.2 - Obtenção do fator de correção (FC) para K'.

- Carga de Ruptura de Ponta

 $Q_{\text{pucalc}} = (A_{\text{B}}, \gamma_2, d + B_{\text{B}}, \alpha_{\text{T}}, \gamma_1, L), A_{\text{p}}$ (2.5)

onde:

 $A_B e B_B =$  variáveis em função do ângulo de atrito do solo (Figura 2.3)

 $\gamma_1$  = peso específico do solo acima da ponta da estaca (kN/m<sup>3</sup>)

 $\gamma_2$  = peso específico do solo abaixo da ponta da estaca (kN/m<sup>3</sup>)

d = diâmetro da estaca (m)

 $\alpha_{\rm T}$  = fator de redução de  $\sigma_{\rm v}$ 

L = comprimento da estaca (m).



Figura 2.3 -Parâmetros  $A_B e B_B$ .



Figura 2.4 - Coeficientes  $\alpha_{T}$ .

### 2.4.1.2 - Fórmula de MEYERHOF (1976, 1977)

Através de estudos com modelos desenvolveu-se um método de previsão da carga de ruptura para estacas embutidas em solo homogêneo. Para a obtenção da carga de ruptura somam-se as parcelas correspondentes às cargas de ponta e lateral (Equação 2.2).

- Carga de Ruptura Lateral

$$Q_{\text{hucalc}} = K_{\text{s}} \cdot \sigma_{\text{v}} \cdot \tan \beta \delta \cdot A_1$$
 (2.6)

onde:

 $K_s$  = coeficiente de empuxo médio do fuste da estaca.

 $\sigma_v$  = tensão efetiva média ao longo do fuste da estaca. (kPa)

 $\delta$  = ângulo de atrito entre o solo e o material da estaca (°)

Para o cálculo de K<sub>s</sub>, MEYERHOF (1976, 1977) propõe, para argilas moles a médias, K<sub>s</sub> $\cong$ K<sub>0</sub> $\cong$ (1-sen $\phi'$ ) onde  $\phi'$  é o ângulo de atrito efetivo; o autor também propõe, para o caso de estacas cravadas, a aplicação de um coeficiente de valor 1,5. Para a obtenção de  $\delta$  será utilizado o proposto por POTYONDY, 1961 (apud VIDAL, 1983) onde  $\delta$  = 0,88. $\phi'$ . Portanto a equação final para o calculo do K<sub>s</sub> fica:

$$K_s = [(1 - \text{sen}\phi') \cdot \tan g(0.88.\phi')] \cdot 1.5$$
 (2.7)

VÉSIC (1975b) propõe uma forma para a obtenção de K<sub>s</sub>.tang $\delta$ , no trato de argilas consolidadas e com ângulo de atrito efetivo variando de 10° a 35°, que é :

$$K_{s} \tan g\delta = \frac{\operatorname{sen}\phi' \cdot \cos\phi'}{1 - \operatorname{sen}^{2}\phi'}$$
(2.8)

- Carga de Ruptura de Ponta

$$Q_{\text{pucale}} = [ql_1 + (ql_2 - ql_1)\frac{Z_b}{10.d}]A_p$$
(2.9)

onde:

 $ql_1$  = resistência limite de ponta para camada superior (kPa).

 $ql_2$  = resistência limite de ponta para camada inferior (kPa).

 $Z_b$  = profundidade da estaca embutida na última camada de solo (m).

d = diâmetro da estaca (m).

Nq<sub>i</sub> = fator de capacidade de carga em função do ângulo de atrito i.

 $\phi$  = ângulo de atrito do solo (em termos de tensão total) (°)

O valores de  $ql_1$  e  $ql_2$  podem ser calculados pela seguinte equação:

$$ql_i = 0,5. Nq_i \tan g\phi \qquad (2.10)$$



Figura 2.5 - Fator de capacidade de carga para estacas curtas cravadas na intersecção de duas camadas de solo não coesivo.

# 2.4.1.3 - Fórmula de SKEMPTON (1951)

Apresenta-se a seguir a expressão para estimar a capacidade de suporte de argila, na hipótese de  $\phi = 0^{\circ}$ , com carregamento centrado e vertical. SKEMPTON (1951) reescreveu a fórmula geral de Terzaghi, que leva em consideração, para o cálculo da capacidade de suporte, o somatório das parcelas devidas à coesão, atrito e sobrecarga; desprezou-se a parcela de atrito, os fatores de forma S<sub>c</sub> e S<sub>q</sub> e o fator de capacidade de carga N<sub>q</sub>, ficando então:

$$\sigma_{\rm r} = {\rm c.N_e} + \gamma \,.\,{\rm H} \tag{2.11}$$

Para o cálculo da carga de ruptura utiliza-se também o somatório das parcelas de ponta e atrito lateral (Equação 2.2).

- Carga de Ruptura Lateral (CAVICCHIA, s/d)

$$Q_{\text{hucalc}} = A_{i} \cdot C_{a} \tag{2.12}$$

onde:

 $A_{I}$  = área lateral da estaca (m<sup>2</sup>)

C<sub>a</sub> = adesão solo-estaca (kPa)

ESTACA	CONSISTÊNCIA	COESÃO (kPa)	ADESÃO (kPa)
	MOLE	0 - 37	0 - 34
Concreto e	MÉDIA	37 - 72	34 - 43
madeira	RIJA	72 - 144	43 - 62
	MOLE	0 - 37	0 - 29
Aço	MÉDIA	37 - 72	29 - 72
	RIJA	72 - 144	

Quadro 2.2 - Relação entre coesão e adesão (Fonte: WINTERKORN & FANG, 1975).

- Carga de Ruptura de Ponta

$$Q_{\text{pucale}} = (c.N_{\text{e}} + \overline{\gamma}.H).A_{\text{P}} \qquad (2.13)$$

onde:

c = coesão do solo (kPa)

 $\overline{\gamma}$  = peso específico médio do solo (kN/m<sup>3</sup>)

H = profundidade total da camada de solo (m)

 $A_p =$ área da ponta da estaca (m<sup>2</sup>)

Quadro 2.3 - Valores de capacidade de carga (Nc).

φ	N <sub>c</sub>	¢	N <sub>c</sub>	¢	N <sub>c</sub>
0	5,14	16	11,63	32	35,49
1	5,38	17	12,34	33	38,64
2	5,63	18	13,10	34	42,16
3	5,90	19	13,93	35	46,12
4	6,19	20	14,83	36	50,59
5	6,49	21	15,82	37	55,63
6	6,81	22	16,88	38	61,35
7	7,16	23	18,05	39	67,87
8	7,53	24	19,32	40	75,31
9	7,92	25	20,72	41	83,86
10	8,35	26	22,25	42	93,71
11	8,80	27	23,94	43	105,11
12	9,28	28	25,80	44	118,37
13	9,81	29	27,86	45	133,88
14	10,37	30	30,14		
15	10,98	31	22,67		

#### 2.4.2 - Métodos Empíricos e Semi-Empíricos

#### 2.4.2.1 - Fórmulas Baseadas em Ensaios de Campo

#### 2.4.2.1.1 - Fórmula de AOKI & VELLOSO (1975)

AOKI & VELLOSO (1975) apresentam uma expressão para o cálculo da carga de ruptura de estacas, fórmula esta baseada em dados fornecidos pelo ensaio de penetração contínua (CPT) ou, quando não dispõe deste valor, em parâmetros correlacionados com à resistência à penetração (N), obtidos de sondagem à percussão. Os autores consideram o tipo de estaca (Franki, aço, concreto) e baseiam-se em dados obtidos de provas de carga em estacas comprimidas para proporem a fórmula. A carga de ruptura é dada pela soma das cargas de ruptura lateral e de ponta (Equação 2.2). Ressalta-se ainda que esta fórmula tem sido largamente utilizada em nosso meio técnico.

- Carga Lateral Última

$$Q_{\text{lucale}} = \sum_{i=1}^{n} p_i f_{ui} \Delta z_i \qquad (2.14)$$

Para os autores existe uma correlação entre o valor da tensão lateral de ruptura ( $f_u$ ) e a resistência lateral local ( $f_c$ ), medida no ensaio de penetração contínua.

$$f_u = f_c / F_2$$
 (2.15)

 $F_2$  é fator de carga lateral em função do tipo de estaca, e que relaciona os comportamentos do modelo (cone) e do protótipo (estaca). A resistência lateral local (f<sub>c</sub>) pode ser estimada a partir da resistência de cone, utilizando a relação de atrito ( $\alpha_{av}$ ), que é uma constante para cada tipo de solo.

$$f_c = \alpha_{av} \cdot q_c \qquad (2.16)$$

$$f_u = \alpha_{av} \cdot q / F_2$$
 (2.17)

Ainda segundo os autores, é possível estabelecer a resistência de cone (q<sub>c</sub>), utilizando correlações empíricas com o valor da resistência à penetração (N).

$$q_c = K_{av} . N \qquad (2.18)$$

e deste modo:

$$f_u = \alpha_{av} \cdot K_{av} \cdot N / F_2$$
 (2.19)

Portanto,

$$Q_{\text{hucale}} = \sum_{i=1}^{n} \frac{P_i \alpha_{\text{avi}} K_{\text{avi}} N_{\text{li}}}{F_2} \Delta z_i$$
(2.20)

O valor dos fatores  $\alpha_{avi}.K_{avi}$  são apresentados na Quadro 2.4 e valores de e F2 no Quadro 2.5.

- Carga de Ruptura de Ponta

$$Q_{\text{pucalc}} = q_{\text{u}} \cdot A_{\text{p}} \tag{2.21}$$

onde:

q<sub>u</sub> é a resistência de ruptura de ponta e pode ser obtida a partir da resistência de cone (q<sub>c</sub>).

$$q_u = q_c / F_1$$
 (2.22)

O fator de carga de ponta F1 relaciona o comportamento do modelo (cone) ao do protótipo (estaca) e depende do tipo de estaca (Quadro 2.5). A resistência de cone pode ser obtida a partir dos valores da resistência à penetração (N), utilizando valores K<sub>av</sub> do Quadro 2.4.

e

$$Q_{\text{pucalc}} = \frac{K_{\text{av}} \overline{N}_{\text{p}}}{F_{1}} A_{\text{p}}$$
(2.23)

SO	OLO	NOTAÇÃO	K(kPa)	α(%)	αK(kPa)
	pura	100	1000	1,4	14,00
	siltosa	120	800	2,0	16,00
AREIA	silto argilosa	123	700	2,4	16,80
	argilosa	130	600	3,0	18,00
	argilo siltosa	132	500	2,8	14,00
SILTE	puro	200	400	3,0	12,00
	arenoso	210	650	2,2	12,10
	areno argiloso	213	450	2,8	12,60
	argiloso	230	230	3,4	7,82
	argilo arenoso	231	250	3,0	7,50
	pura	300	200	6,0	12,00
	arenosa	310	750	2,4	8,40
ARGILA	areno siltosa	312	300	2,8	6,40
	siltosa	320	220	4,0	8,80
	silto arenosa	321	330	3,0	9,90

Quadro 2.4 - Valores de  $\alpha_{avi}.K_{avi}$  propostos por AOKI & VELLOSO.

Quadro 2.5 - Valores de F<sub>1</sub> e F<sub>2</sub> propostos por AOKI & VELLOSO.

TIP	O DE ESTACA	$\mathbf{F}_1$	F <sub>2</sub>	St	P <sub>t</sub>
FRANKI		2,50	5,00	0,200	0,400
AÇO		1,75	3,50	0,286	0,571
CONCRETO PRÉ	-MOLDADO	1,75	3,50	0,286	0,571
ESCAVADA	PEQUENO DIÂMETRO	3,00	6,00	0,167	0,333
	GRANDE DIÂMETRO	3,50	7,00	0,143	0,286

Observação: são apresentados, nesta tabela, os valores  $S_t=(1/F_2)$  e os valores para estaca escavada de grande diâmetro, proposto por ALONSO (1980).

- Carga de Ruptura

$$Q_{ucalc} = \frac{p}{F_2} \sum_{i=1}^{n} \alpha_{avi} K_{avi} N_{li} + \frac{1}{F_l} K_{avi} \overline{N_p} A_p \qquad (2.24)$$

- Os autores recomendam a adoção de um fator de segurança global, que geralmente é igual a 2.

# 2.4.2.1.2 - Fórmula de PEDRO PAULO VELLOSO (1981)

PEDRO PAULO VELLOSO (1981) apresenta uma expressão para cálculo de carga de ruptura de estacas, baseada em dados fornecidos pelo ensaio de penetração contínua (CPT). O autor considera o tipo de estaca (cravada ou escavada) e o tipo de carregamento (tração ou compressão). A carga de ruptura é dada pela soma das cargas de ruptura lateral e de ponta (Equação 2.2).

- Carga de Ruptura Lateral

$$Q_{\text{lucalc}} = \alpha_{pp} \lambda_p \sum_{i=1}^{n} p_i f_{ui} \Delta z_i$$
 (2.25)

onde:

 $\alpha_{pp}$  = fator de carga lateral em função do tipo de estaca (1,0 estaca cravada e 0,5 estaca escavada)

 $\lambda_p$  = fator em função do tipo de carregamento da estaca (1,0 = estaca comprimida e 0,7 = estaca tracionada)

 $f_{ui}$  = atrito lateral (CPT) (kPa).

Quando não se dispõe do ensaio CPT pode-se obter  $f_u$  a partir de correlações válidas para o local em estudo.

- Carga de Ruptura de Ponta

$$Q_{\text{pucale}} = \alpha_{\text{pp}} \beta \overline{q}_{\text{cp}} A_{\text{p}}$$
 (2.26)

 $\beta$  = fator de carga de ponta em função da dimensão da ponta da estaca; relaciona o comportamento do modelo (cone) ao comportamento do protótipo (estaca).

- estacas comprimidas  $\rightarrow \beta = 1,016 - 0,016$  (d/D<sub>c</sub>)  $\geq 0,2$ 

- estacas tracionadas:  $\rightarrow \beta = 0$ 

e

 $q_{cp}$  = resistência média de cone na região da ponta da estaca =  $(q_{ca} + q_{cb})/2$  (kPa)

q<sub>ca</sub> = resistência média de cone, numa faixa de 8d acima da cota da ponta da estaca (kPa).

 $q_{cb}$  = resistência média de cone numa faixa de 3,5d abaixo da cota da ponta da estaca (kPa).

Quando não se dispõe do ensaio CPT pode-se obter  $q_e$  a partir de correlações válidas para o local em estudo.

- Carga de Ruptura

$$Q_{ucale} = \alpha_{pp} \beta p \sum_{i=1}^{n} p_i f_{ui} \Delta z_i + \alpha_{pp} \beta q_{ep} A_p$$
(2.27)

- O autor sugere o emprego de um fator de segurança global.

### 2.4.2.1.3 - Fórmula de PHILIPPONAT (1978)

O método desenvolvido por PHILIPPONAT (1978), utilizando dados obtidos de ensaios de penetração estática (CPT), é também chamado de método francês. A carga de ruptura é dada pela soma das cargas de ruptura lateral e de ponta (Equação 2.2).

- Carga de Ruptura Lateral

$$Q_{\text{lucale}} = \sum_{i=1}^{n} p_e \cdot f_{ui} \cdot \Delta z_i \qquad (2.28)$$

A resistência lateral (fu) pode ser determinada por:

$$f_u = \alpha_f \cdot \frac{q_{ci}}{\alpha_s}$$
(2.29)

onde :

 $\alpha_s$  = coeficiente em função do tipo de solo

 $\alpha_f$  = coeficiente que leva em conta o tipo de estaca

Os valores propostos por PHILIPPONAT, para  $\alpha_s$  e  $\alpha_f$ , estão apresentados nos Quadros 2.6 e 2.7.

# Quadro 2.6 - Valores de $\alpha_s$ .

NATUREZA DO SOLO	α
Argila, Argila Calcárea	50
Silte, Argila Arenosa, Areia Argilosa	60
Areia pouco compacta	100
Areia medianamente compacta	150
Areia compacta, Pedregulhos	200

Quadro 2.7 - Valores de  $\alpha_{f}$ .

NATUREZA DA INTERFACE	TIPO DE ESTACA	$\alpha_{\rm f}$
SOLO/ESTACA		
	ESTACAS PRÉ-MOLDADAS	
	ESTACAS MOLDADAS "IN LOCO" DE	
	REVESTIMENTO CRAVADO*	
	ESTACAS ESCAVADAS COM	1,25
CONCRETO	REVESTIMENTO VIBRO CRAVADO	
	(CONCRETO VIBRADO)	
	ESTACAS INJETADAS	
	ESTACAS ESCAVADAS (D<1,50m)	0,85
	ESTACAS BENOTO	
	ESTACAS ESCAVADAS (d > 1,50m)	
	BARRETES	0,75
	ESTACAS PRENSADAS	

Obs: Em PHILIPPONAT (1978) se encontram valores de  $\alpha_f$  para outros tipos de interface.

- Carga de Ruptura de Ponta

$$Q_{\text{pucale}} = A_{\text{p.}} \alpha_{\text{p.}} q_{\text{e}} \qquad (2.30)$$

Os valores do coeficiente  $\alpha_p$  estão apresentados no Quadro 2.8 e foram obtidos através de comparações entre provas de carga.

TIPO DE SOLO	α <sub>p</sub>
Argila	0.50
Silte	0.45
Areia	0.40
Pedregulho	0.35

Quadro 2.8 - Valores de  $\alpha_p$ .

A resistência de ponta de uma estaca de diâmetro d, é influenciada por uma altura "a" e "c", respectivamente acima e abaixo da ponta, no caso de solo heterogêneo. Assim, na expressão inicial, q<sub>c</sub> é substituído por q'<sub>c</sub>, obtido pela média aritmética das resistência de ponta do cone, nos trechos a e c.

Ou seja:

$$q'_{c} = (q_{ac} + q_{cc})/2$$
 (2.31)

onde:

 $q_{ac}$  = resistência média de ponta do cone no trecho 3d acima da ponta da estaca (kPa).

 $q_{cc}$  = resistência média de ponta do cone no trecho 3d abaixo da ponta da estaca (kPa).

- Carga de Ruptura

$$Q_{ucalc} = \sum_{i=1}^{n} p_e \cdot f_{ui} \cdot \Delta z_i + A_p \cdot \alpha_p \cdot q_c \qquad (2.32)$$

- O autor sugere a adoção de um fator de segurança global igual a 2.

# 2.4.2.1.4 - Fórmula de DECOURT & QUARESMA (1978)

DECOURT & QUARESMA (1978) apresentam fórmula para estacas pré-moldadas, abrangendo posteriormente outros tipos de estacas (DECOURT, 1982). Esta fórmula fornece a carga de ruptura através da soma das cargas de ruptura lateral e ponta (Equação 2.2), utilizando a resistência à penetração N.

- Carga de Ruptura Lateral

Considerando fu a resistência lateral de ruptura média, obtida ao longo do fuste da estaca, a carga de ruptura lateral fica dada por:

$$Q_{\text{hueak}} = p.L.fu \qquad (2.33)$$

Os autores estabeleceram uma correlação empírica entre a resistência de ruptura média  $(f\overline{u})$  e o valor da resistência à penetração média ao longo do fuste da estaca  $(\overline{N}_i)$ .

$$fu = 3,33N_i + 10$$
 (2.34)

 $\overline{N}_i$  devem ser limitados a 50 (N < 50) e 3 (N > 3).

A carga de ruptura lateral fica:

$$Q_{\text{lucale}} = pL(3,33N_i + 10)$$
 (2.35)

A expressão, originalmente estabelecida para estacas cravadas de concreto, teve sua utilização ampliada para o caso de estacas escavadas, através do emprego do fator 0,7.

- Carga de Ruptura de Ponta

$$Q_{\text{pucale}} = q_{u} \cdot A_{p} \tag{2.36}$$

O valor de  $q_u$  pode ser obtido utilizando-se sua correlação empírica com a resistência à penetração média na região da ponta da estaca ( $A_p$ ).

$$q_u = K_{dq} N_p \qquad (2.37)$$

onde:

 $\overline{N}_{p}$  = resistência à penetração do SPT, resultante da média de 3 obtidos ao nível da ponta da estaca, imediatamente acima e abaixo.

 $K_{dq}$  = coeficiente que correlaciona a resistência a penetração (N) com a resistência de ponta em função do tipo de solo proposto por DECOURT & QUARESMA (Quadro 2.9).

$$\overline{N}_{p} = \frac{N_{p+1} + N + N_{p+1}}{3}$$
(2.38)

Quadro	2.9		V	alc	ores	de	K <sub>dq</sub> .
--------	-----	--	---	-----	------	----	-------------------

SOLO	TIPO DE E	TIPO DE ESTACA		
	DESLOCAMENTO	ESCAVADA		
Argila	120	100	0,83	
Silte Argiloso*	200	120	0,60	
Silte Arenoso*	250	140	0,56	
Areia	400	200	0,50	

\* Solos Residuais

A carga de ruptura de ponta fica:

$$Q_{\text{pucale}} = K_{\text{dq}} \cdot \overline{N}_{\text{p}} \cdot A_{\text{p}}$$
(2.39)

- Carga de Ruptura

$$Q_{ucalc} = S_t (3,33\overline{N}_i + 10)pL + K_{dq} \overline{N}_p A_p$$
(2.40)

- O fator de segurança para esta fórmula deve ser de 1,3 para carga lateral e 4,0 para a carga de ponta.

# 2.4.2.1.5 - Fórmula de MEYERHOF (1976)

A expressão de MEYERHOF (1976), estabelecida para solos não coesivos, fornece o valor da carga de ruptura pela soma das cargas de ruptura lateral e ponta (Equação 2.2).

- Carga de Ruptura Lateral

$$Q_{\text{hcale}} = \overline{f}_{u} \cdot p \cdot L \qquad (2.41)$$

Para o caso de estaca cravada, de deslocamento, é possível estabelecer  $f_u$  a partir da resistência à penetração (N). Para solos não coesivos:

$$f_u = 2 N_l$$
 (2.42)

Para estacas cravadas em solos coesivos  $f_u \ge 2 N_l$  (kPa).

Valores medidos para estacas cilíndricas cravadas resultam maiores do que os obtidos pela expressão acima; isto permitiria estender seu uso para o caso de estacas metálicas (perfil H) de pequeno deslocamento. Para estacas metálicas:

$$N \le f_u \le 2 N (kPa) \tag{2.43}$$

Procurando ampliar a utilização da Equação 2.43 para outros tipos de estacas, é possível introduzir um fator de carga lateral  $(S_t)$  que leva em conta o tipo de estaca.

$$f_u = 2. S_t .N$$
 (2.44)

Valores de St estão apresentados no Quadro 2.10:

TIPO DE ESTACA	S
Cilíndrica cravada	1,0
Cônica cravada ( conicidade $\geq 1\%$ )	1,5
Escavada	0,5
Franki	1,0

Quadro 2.10 - Valores de St.

- Carga de Ruptura de Ponta

$$Q_{\text{pucale}} = q_{\text{u}} \cdot A_{\text{p}} \tag{2.45}$$

A tensão de ruptura de ponta  $(q_u)$  pode ser obtida a partir da resistência à penetração (N).

A - Solos não coesivos (pedregulhos, areias grossas, areias):

$$q_u = \frac{40.N_p.Z_e}{d} \le 400.\overline{N_p}$$
 (2.46)

B - Siltes não plásticos:

$$q_u = \frac{30.N_p.Z_e}{d} \le 300.\overline{N}_p$$
 (2.47)

 $Z_e \le 10d$  é a profundidade de embutimento da estaca na camada de apoio da ponta.

As expressões de q<sub>u</sub> não valem para grandes pressões na ponta da estaca (grandes profundidades); quando a relação q<sub>u</sub>/N diminui, a resistência à penetração N aumenta sem que aumente a resistência de cone q<sub>c</sub>, ou mesmo q<sub>u</sub>. Para estes casos torna-se conveniente o emprego de valor de resistência à penetração corrigido, em função da pressão vertical efetiva.

A fórmula de MEYERHOF pode ser empregada para outros tipos de estacas pela adoção de um fator de carga de ponta  $P_t$ . Valores de  $P_t$  estão no Quadro 2.11.

TIPO DE ESTACA	P <sub>t</sub>
Escavada	0,33 a 0,50
Cravada cilíndrica	1,00
Franki	2,00

	Ouadro	2.	1	1	_ 1	V	alores	P
--	--------	----	---	---	-----	---	--------	---

- Carga de Ruptura

$$Q_{ucalc} = q_u \cdot A_p + f_u \cdot p \cdot L \qquad (2.48)$$

# 2.4.1.2 - Fórmulas Baseadas em Dados de Cravação (Métodos Dinâmicos)

As fórmulas apresentadas a seguir baseiam-se na igualdade entre a energia de queda do martelo utilizado na cravação e o trabalho gasto durante a cravação da estaca.. Cabe observar que as fórmulas dinâmicas servem especialmente como um elemento de controle de cravação, não fornecendo o valor real da capacidade de suporte estática da estaca.

### 2.4.1.2.1 - Fórmula dos HOLANDESES

$$Q_{ucalc} = \frac{P_m \cdot h_m}{s.(P_m \cdot P_{est})}$$
(2.49)

sendo:

 $P_m$  = massa do martelo (kg)  $P_{est}$  = massa da estaca (kg)  $h_m$  = altura de queda do martelo (cm) s = nega (cm/golpe)

Deve-se adotar um fator de segurança igual a 10 para martelo de gravidade e 6 para martelo a vapor.

# 2.4.1.2.2 - Fórmula de BRIX

$$Q_{ucalc} = \frac{P_{m}^{2} \cdot P_{est} \cdot h_{m}}{s \cdot (P_{m} \cdot P_{est})^{2}}$$
(2.50)

sendo:

 $P_m$  = massa do martelo (kg)  $P_{est}$  = massa da estaca (kg)  $h_m$  = altura de queda do martelo (cm) s = nega (cm/golpe)

Deve-se adotar um fator de segurança igual a 5.

#### 2.4.1.2.3 - Fórmula do ENGINEERING NEWS

$$Q_{ucalc} = \frac{P_{m} \cdot h_{m}}{s + c_{q}}$$
(2.51)

sendo:

 $P_m = massa do martelo (kg)$ 

 $c_q = 2,54$  cm para martelo de gravidade e 0,0254 cm para martelo à vapor

 $h_m$  = altura de queda do martelo (cm)

s = nega (cm/golpe)

Deve-se adotar um fator de segurança igual a 6.

### 2.5 - Sistema Repicômetro

Atualmente têm-se difundido estudos visando à avaliação da capacidade de carga de uma estaca, baseada no repique elástico medido ao fim da cravação.

Segundo MACHADO(1995), isto acontece em nível nacional e internacional, surguindo então propostas de novos métodos e fórmulas para se obter a capacidade de carga.

O repique elástico é obtido através da medição do deslocamento ao longo do tempo, de uma secção da estaca próxima ao topo, devido ao golpe do martelo de cravação.

De acordo com AOKI (1991), a aplicação de um golpe do martelo provoca o deslocamento do topo da estaca, correspondente as deformações elásticas e plásticas na estaca e no solo. Este deslocamento atinge um valor máximo igual a K + S, onde K é uma parcela de deslocamento recuperado e S o valor de um deslocamento final.

Considerando-se apenas a deformação plástica do solo e desprezando a deformação plástica do fuste, é fácil verificar que esta parcela corresponde ao deslocamento permanente.

A deformação elástica recuperada, medida no topo da estaca, é correspondente ao valor de K, que é a soma das parcelas de compressão elástica do solo e do fuste abaixo da ponta da estaca. No cálculo da capacidade de carga pelo método de UTO et al. (1985) a parcela devida à compressão elástica do fuste é definida por K<sub>o</sub>; por CHELLIS (1951) é definida por C<sub>2</sub>, enquanto que a parcela devida à compressão do solo abaixo da ponta da estaca é K<sub>s</sub> e C<sub>3</sub>, respectivamente.

De acordo com MACHADO (1995), estimar a capacidade de carga pelo valor do repique seria conceitualmente uma alternativa mais precisa, se comparada ao método tradicional que utiliza as fórmulas dinâmicas. Mas este sistema se depara com um obstáculo à utilização mais intensiva, que é a falta de um sistema de medição de deslocamento da estaca que seja ao mesmo tempo preciso e eficiente para o uso em campo. Contudo, muitos estudos têm sido feitos para se aprimorar cada vez mais este sistema; o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) tem um protótipo automatizado para a obtenção do repique elástico, também utilizado neste trabalho para a obtenção da capacidade de carga.

Apresentam-se a seguir algumas fórmulas de estimativa da carga mobilizada através do repique elástico.

#### 2.5.1 - Método de CHELLIS (1951) - VELLOSO (1987)

O autor propõe que a resistência mobilizada ( $R_u$ ) durante a cravação da estaca seja diretamente proporcional à compressão elástica do fuste ( $C_2$ ). Portanto, a própria estaca funcionaria como medidor da resistência mobilizada, sendo que os valores obtidos de  $C_2$ durante a cravação e em seu final, seriam utilizados como parâmetros para aferição da resistência que o solo impõe à penetração da estaca.

$$C_2 = \frac{R_u.l}{A.E_c}$$
(2.52)

onde:

R<sub>u</sub> = resistência mobilizada na cravação (kN);

A =área da secção transversal da estaca (cm<sup>2</sup>);

l = profundidade do centro de resistência à cravação (m);

 $E_c$  = módulo de elasticidade do material da estaca (MPa).

Portanto, pode-se escrever:

$$R_{u} = \frac{C_{2} \cdot A \cdot E_{c}}{1}$$
(2.53)

VELLOSO, 1987 (apud MACHADO, 1995) propõe uma expressão aproximada, que é:

$$R_{u} \cong \frac{(K_{r} - C_{3}).A.E_{e}}{\alpha_{r}.l_{r}}$$
(2.54)

onde:

R<sub>u</sub> = resistência mobilizada na cravação (kN);

C<sub>3</sub> = valor da compressão elástica (quake) do solo abaixo da ponta da estaca;

 $K_r$  = valor do repique elástico da estaca ( $C_2 + C_3$ ) (m)

 $\alpha_r$  = coeficiente que exprime a relação entre a parcela de carga da ponta e carga total da estaca;

 $l_r$  = comprimento cravado (m);

O coeficiente  $\alpha_r$  pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$\alpha_{\rm r} \cong \frac{Q_{\rm pucalc}}{Q_{\rm ucalc}} + 0.6(1_{\rm r} - \frac{Q_{\rm pucalc}}{Q_{\rm ucalc}})$$
(2.55)

### 2.5.2 - Método de UTO et al. (1985)

Esta fórmula foi obtida a partir da Teoria da Equação da Onda, resolvendo-se a equação da onda unidimensional para os deslocamentos e assumindo, como condição de contorno, as curvas de deslocamento em função do tempo, para o topo e a ponta da estaca. Apresenta-se a seguinte equação de uso geral:

$$R_{u} = \frac{A.E_{c}K_{r}}{e_{0}.L} + \frac{\overline{N}_{spt}.p.L}{e_{f}}$$
(2.56)

onde

R<sub>u</sub> = resistência mobilizada na cravação (kN)

A =área da secção transversal da estaca (m<sup>2</sup>)

 $E_c$  = módulo de elasticidade do material da estaca (MPa)

L = comprimento da estaca (m)

p = perímetro da estaca (m)

 $\overline{N}_{spt}$  = valor médio do SPT

 $K_r$  = repique elástico da estaca ( $K_s + K_0$ ) (m)

K<sub>s</sub> = compressão elástica do solo abaixo da ponta da estaca (m)

K<sub>o</sub>= compressão elástica da estaca (m)

 $e_f =$  fator de correção do atrito lateral, igual a 2,5 para estacas de aço ou concreto

 $e_o$  = fator de correção devido ao comprimeto da onda de impacto ser diferente de 2L, dado por:

$$e_{o} = \sqrt[3]{1,5.\frac{P_{m}}{P_{est}}}$$
(2.57)

onde:

 $P_m$  = massa do martelo de cravação (kg)

 $P_{est}$  = massa da estaca (kg)

# 2.6 - Previsão de Recalques

Em uma fundação, mesmo garantindo-se a segurança em relação à ruptura, não existe a certeza de que a mesma terá um bom desempenho, pois existe a necessidade de verificar se o recalque satisfaz as condições de trabalho. Os recalques devem ser mantidos dentro de certos limites pré-fixados, para garantir que a estrutura cumpra suas finalidades.

De acordo con ALONSO (1991), a observação e o controle do recalque e das cargas atuantes nas fundações é de primordial importância, mas esta etapa de controle tem sido negligenciada pelo meio técnico.

PENNA (1985) sugere a aplicação da Teoria da Elasticidade na análise de recalque de estacas; na maioria dos trabalhos, a estaca é dividida em segmentos uniformemente carregados e a solução é obtida através da imposição de compatibilidade de deslocamento entre os elementos da estaca e do solo adjacente. Os deslocamentos dos elementos da estaca são obtidos através do cálculo dos encurtamentos elásticos, resultantes dos carregamentos axiais. Os deslocamento dos solo adjacente, em geral, são obtidos pela aplicação da equação de Mindlin. A principal diferença entre os vários trabalhos se encontra na distribuição da resistência lateral ao longo da estaca.

Para a utilização de teorias baseadas nas equações de Mindlin, o meio deve ser homogêneo e isotrópico. Sabe-se que, na realidade, o módulo de elasticidade dos solos varia de acordo com a profundidade, ocasionando certa imprecisão em sua determinação, havendo, além disso, o problema da instalação da estaca.

O método dos elementos finitos também é utilizado, sendo este processo de maior potencial devido à grande possibilidade de representação das configurações do subsolo, permitindo a consideração do processo "carga *versus* recalque" como um todo, semelhante à situação real.



Na análise do recalque em fundações profundas, como é o caso de estacas cuja ponta geralmente embute-se em solo de alta resistência, é costume considerar as pressões de contato uniformemente distribuídas. É apresentado por ALONSO (1991) o método de AOKI & LOPES (1975), para estimativa de recalque de uma estaca isolada, utilizando a equação de Mindlin, juntamente com um programa para cálculo.

Apresenta-se a seguir os seguintes métodos utilizados para se determinar o recalque da estaca e sua curva carga *versus* recalque: VÉSIC (1969, 1975a), POULOS (1972), NAIR (1963), CASSAN (1966), BUTTERFIELD & BANERJEE (1971) e AOKI & LOPES (1975).

Antes de iniciar os estudos sobre os recalques de um elemento de fundação, é necessário dar uma atenção especial às características de tensão e deformação do solo, principalmente no que diz respeito ao módulo de elasticidade. Esta propriedade, dentre as existentes no solo, é a que mais influencia os recalques, e para que a utilização das teorias possa ser satisfatória necessário se faz sua estimativa.

### 2.6.1 - Módulo de Elasticidade do Solo

O comportamento Tensão *versus* Deformação dos solos é muito complexo, devido ao mesmo ser um material não homogêneo e ter seu comportamento interligado a vários fatores, como por exemplo : grau de saturação, composição, índice de vazios etc. Para o estudo da deformação recorre-se normalmente `a Teoria da Elasticidade, apesar do solo não ser considerado um material realmente elástico, isto é, não conseguir recuperar seu tamanho e forma originais após o alívio das tensões às quais foi submetido.

Para a aplicação da Lei de Hooke, é necessário que o material seja considerado isotrópico. Segundo DIAS (1977), o solo pode ser considerado homogêneo e isotrópico, em camadas do mesmo tipo, com excessão dos sistemas estratificados, pois apresentam propriedades bastantes diferenciadas.

O Módulo de Elasticidade pode ser obtido em laboratório, através de ensaios triaxiais "standart" ou de ensaios de compressão simples. Para sua determinação pode-se utilizar a inclinação da reta tangente (módulo tangente) ou da secante (módulo secante) à curva Tensão *versus* Deformação. Para definição do módulo tangente utiliza-se a origem da curva e para o módulo secante, a origem e o ponto da curva correspondente à metade ou a um terço da tensão desviadora de ruptura.

São freqüentes os terrenos com múltiplas camadas, e para estas situações DIAS (1977) cita o trabalho de Palmer & Barber (1940), onde é apresentado um método para estimar a espessura equivalente e aplicar a equação de Mindlin ao solo homogeneizado (Figura 2.6).



Figura 2.6 - Terreno com múltiplas camadas

$$h_{e} = h_{1} \begin{pmatrix} E_{s1} (1 - v_{2}^{2}) \\ E_{s2} (1 - v_{2}^{2}) \end{pmatrix}^{\frac{1}{3}}$$
(2.58)

Substitui-se a altura  $h_1$  de um solo  $E_{s1}$  por uma altura equivalente  $h_e$  de módulo  $E_{s2}$ , para o caso de uma estaca atravessando duas camadas.

$$L_e = (L - h_1) + h_e$$
 (2.59)

Neste trabalho, para a determinação do Módulo de Elasticidade, será utilizada a inclinação da reta secante, da metade da tensão desviadora à origem da curva.

# 2.6.2- Método de VÉSIC (1969, 1975a)

O recalque de uma estaca é dado pela soma de três parcelas:

- recalque elástico (s<sub>e</sub>)

- recalque do solo devido à carga de ponta da estaca (s<sub>p</sub>)

- recalque do solo devido às cargas de atrito ao longo do fuste (s<sub>f</sub>)

Portanto, pode-se escrever:

$$S = s_e + s_p + s_f \qquad (2.60)$$

O recalque devido ao encurtamento elástico da estaca  $s_e$ , é determinado pelo conhecimento da distribuição do atrito lateral e carga de ponta, ou adotando-os no caso de não tê-los em mãos.

$$s_{e} = \left(Q_{p} + \alpha_{ss}Q_{lat}\right) \frac{L}{A E_{c}}$$
(2.61)

onde:

 $Q_p$  = carga na ponta no estágio de carregamento (kN)

Q<sub>lat</sub> = carga lateral no estágio de carregamento (kN)

A =área da secção transversal da estaca (m<sup>2</sup>)

 $E_c = módulo de elasticidade do material da estaca (MPa)$ 

d = diâmetro da estaca (m)

L = comprimento da estaca (m)

 $\alpha_{ss}$  = fator que depende da distribuição do atrito ao longo do fuste. Na Figura 2.7, pode-se verificar as várias formas de distribuição do atrito e os respectivos valores de  $\alpha_{ss}$ .

 $C_p$  e  $C_f$  = coeficientes que dependem do tipo de solo e tipo de estaca

Para a parcela de recalque devido à carga transmitida na ponta temos:

$$s_p = \frac{C_p Q_p}{d q_p}$$
(2.62)

Para a parcela de recalque devido à carga transmitida ao longo do fuste temos:

$$s_{f} = \frac{C_{s}.Q_{lat}}{L.q_{p}}$$
(2.63)

Quadro 2.12 - Valores de C<sub>p</sub>.

TIPO DE SOLO	ESTACA CRAVADA	ESTACA ESCAVADA
Areia (densa a fofa)	0,02 - 0,04	0,09 - 0,18
Argila (rija a mole)	0,02 - 0,04	0,04 - 0,08
Silte (denso a fofo)	0,03 - 0,05	0,09 - 0,12

O valor de Cs é dado pela seguinte equação:

$$C_s = (0.93 + 0.16\sqrt{L/d})C_p$$
 (2.64)



Figura 2.7 - Distribuição de atrito.

.

# 2.6.2 - Método de POULOS (1972)

O recalque s<sub>pf</sub> é calculado com base na seguinte expressão:

$$s_{pf} = \frac{Q_u \cdot I}{E_s \cdot d}$$
(2.65)

Para a obtenção do fator de influência I, utiliza-se a seguinte equação:

$$I = I_0 R_k R_h R_b R_v$$
(2.66)

Na Figura 2.8. apresentam-se as curvas que permitem obter o valor de I<sub>0</sub>.

Os fatores  $R_{k,}$ ,  $R_{h}$ ,  $R_{be}R_{v}$ , podem ser obtidos nos gráficos das Figuras 2.9, 2.10, 2.11 e 2.12, respectivamente; para a obtenção de  $K_p$  utiliza-se a seguinte equação:

$$K_{p} = \frac{E_{c}}{E_{s}} R_{A} \qquad (2.67)$$

onde:

- Q = carga aplicada na cabeça da estaca (kN)
- $E_s = m$ ódulo de elasticidade do solo (kPa)

E<sub>c</sub> = módulo de elasticidade do material da estaca (MPa)

d = diâmetro da estaca (m)

- $d_b = diâmetro da base da estaca (m)$
- L = comprimento da estaca (m)

I = fator de influência

h<sub>c</sub> = Distância da ponta da estaca à camada incompressível (m)

 $I_1$  = fator obtido em função de L/d e d<sub>b</sub>/d

 $R_k$  = fator de correção de compressibilidade, obtido em função de L/d e K<sub>p</sub>

 $R_{\rm h}$  = fator de correção de profundidade, obtido em função de L/d e h/L

 $R_v$  = fator de correção para o coeficiente de Poisson, em função de K<sub>p</sub> e v.

 $R_b$  = fator de correção para o módulo de elasticidade do solo da base, obtido em função de L/d,  $K_p$  e da relação  $E_b/E_s$ 

 $K_p$  = fator de rigidez da estaca



Figura 2.8 - Fator de Influência de Recalque - I<sub>0</sub>



Figura 2.9 - Fator de Correção de Compressibilidade -Rk .



Figura 2.10 - Fator de Correção da Profundidade - R<sub>h</sub>.



Figura 2.11 - Fator de correção para o módulo de elasticidade do solo da base - R<sub>b</sub>.


Figura 2.12 - Fator de correção para o coeficiente de Poisson - R.

# 2.6.3 - Método de NAIR (1963)

O valor do recalque é obtido através da expressão abaixo, cujo resultado será dado pela Figura 2.13, que utiliza valores da relação L/r e v.

$$\frac{\mathrm{E}_{\mathrm{s}}.\mathrm{s}_{\mathrm{pf}}.\mathrm{r}}{\mathrm{Q}} \tag{2.68}$$

onde:

Q = carga aplicada na cabeça da estaca (kN)

 $E_s = m \dot{o} du lo de elasticidade do solo (kPa)$ 

L = comprimento da estaca (m)

r = raio de estaca (m)

 $\nu$  = Coeficiente de Poisson



Figura 2.13 - Relação entre L/r e o coeficiente de Poisson.

# 2.6.4 - Método de CASSAN (1966)

Para o cálculo do recalque utiliza-se a seguinte equação:

$$s_{pf} = \frac{4.Q}{\pi.d} \left[ \frac{1 + \frac{R.l_{c}}{E_{c}.d}}{R.4.B.h_{c}} \right]$$
 (2.69)

sendo que,

$$R = \frac{6.E_s}{1+v} (kPa)$$
 (2.70)

$$B = \frac{E_{*}}{2(1+\nu).I_{\infty}}$$
 (kPa) (2.71)

$$a = \sqrt{\frac{4.B}{d.E_c}}$$
(2.72)

onde:

Q = carga aplicada na cabeça da estaca (kN)

 $E_s = m \dot{o} du lo de elasticidade do solo (kPa)$ 

 $E_c = m \dot{o} du lo de elasticidade do material da estaca (MPa)$ 

d = diâmetro da estaca (m)

h<sub>c</sub> = distância da ponta da estaca à camada incompressível (m)

v = coeficiente de Poisson

 $l_c = comprimento cravado (m)$ 

 $I_{oc}$  = valor sugerido por CASSAN, igual a 0,30m para estacas cravadas e 0,90m para estacas escavadas.

### 2.6.5 - Método de BUTTERFIELD & BANERJEE (1971)

Utilizam a Figura 2.14 e a Equação 2.73 para obter o resultado da equação abaixo, em função de L/d e  $\lambda$ .

$$\frac{Q}{s_{pf}.G.d}$$
 (2.73)

sendo que,

$$\lambda = \frac{E_c}{G}$$
 (2.74)

$$G = \frac{E_s}{2(1+\nu)}$$
(2.75)

onde:

Q = carga aplicada na cabeça da estaca (kN)

 $E_s = m$ ódulo de elasticidade do solo (kPa)

 $E_c = m \dot{o} du lo de elasticidade do material da estaca (MPa)$ 

d = diâmetro da estaca (m)

v = coeficiente de Poisson

G = Módulo de elasticidade no cisalhamento (kPa)



Figura 2.14 - Relação entre L/d e  $\lambda$ .

#### 2.6.6 - Método de AOKI & LOPES (1975)

Segundo ALONSO (1991), é um dos métodos mais complexos para cálculo de recalques. Emprega as equações de Mindlin, utilizando a ferramenta de integração numérica para o cálculo de recalques em determinados pontos no interior do solo. Os autores consideram que há uma distribuição linear da carga ao longo do fuste; o processo consiste em aplicar equações que reduzam a carga transferida a um sistema equivalente de cargas pontuais.

O recalque do solo em um determinado ponto é calculado pela seguinte expressão:

$$s_{pf} = \sum_{i=1}^{m} \sum_{j=1}^{m} S_{i,j} + \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{k=1}^{n_3} S_{i,k}$$
(2.76)

onde:

 $S_{i,j}$  = recalque induzido pela carga de ponta  $Q_{i,j}$ 

 $S_{i,k}$  = recalque induzido pelas cargas pontuais  $Q_{i,k}$ , parte lateral

Para o cálculo do recalque no topo da estaca S, basta escollher o ponto onde se quer obter o recalque e somar, ao valor de  $s_{pf}$ , o valor do recalque elástico  $s_e$ :

$$s_{e} = \frac{1}{A.E_{c}} \left[ \frac{Q - N_{1}}{2} . z_{1} + \frac{N_{1} + Q_{p}}{2} . z_{2} \right]$$
(2.77)

onde:

A =área da estaca (m<sup>2</sup>)

 $E_c = m \dot{o} du lo de elasticidade do material da estaca (MPa)$ 

Q = carga no topo da estaca (kN)

 $Q_p = carga$  na ponta da estaca (kN)

 $z_i = profundidade da camada (m)$ 

 $N_z$  = carga transferida do topo na profundidade z (kN)

Para o cálculo de recalque utilizando este método, será utilizado um programa apresentado por ALONSO (1991), que está listado no APÊNDICE A.

#### 2.7 - Transferência de Carga

Quando se deseja obter dados de transferência de carga de uma estaca, é necessário utilizar a instrumentação. Através da prova de carga instrumentada obtém-se as cargas transmitidas ao solo pelo fuste e pela ponta da estaca, para cada incremento da carga; isto porque os extensômetros elétricos de resistência, ligados solidariamente à fundação, acusarão qualquer deformação devido à ação da carga sobre a estaca.

Conforme aumenta o carregamento em uma prova de carga, observa-se uma modificação do mecanismo de transferência de carga, mostrando a estreita relação entre os deslocamentos e a mobilização de atrito lateral e resistência de ponta.

A determinação dos pontos em que se desejam os valores de carga ao longo do fuste da estaca se dá conforme a necessidade do pesquisador em obter informações da ligação estaca-solo

De acordo com CROWTHER (1988), se não houver nenhum motivo prévio para a localização dos pontos de medida de deformação ao longo da estaca, então é indicado localizá-los aproximadamente a 30, 60 e 90% do comprimento da fundação, pois os dados obtidos nestes pontos provavelmente serão suficientes para a construção da curva de transferência de carga.

#### 2.8 - Carga Residual

De acordo com DÉCOURT (1995), a carga aprisionada na ponta da estaca, fenômeno que ocorre devido à cravação ou à prova de carga anterior, é conhecida pelo meio técnico há muito tempo; infelizmente vinha sendo ignorada, mas, nos últimos 10 anos, é objeto de estudo de especialistas brasileiros em engenharia de fundações.

Segundo LAZARO (1996), este fenômeno foi primeiramente evidenciado nos Estados Unidos pelo U.S. Corps of Engineers, em seus estudos de campo. No Brasil também foi observada, em 1989 por Décourt e em 1991 por Massad, ao interpretarem provas de carga em estacas escavadas que, ao serem submetidas a um segundo carregamento, apresentavam carga aprisionada pelo terreno na ponta da estaca.

Conforme DECOURT (1995), a carga residual que surge na ponta de uma estaca, ao final da primeira prova de carga, é manifestada em uma segunda prova de carga como um aparente incremento do atrito lateral; se for utilizado algum procedimento para a separação

das cargas aplicadas no topo da estaca, em atrito lateral e ponta, como, por exemplo, a instrumentação, se observará um evidente acréscimo de atrito lateral, comparado ao correspondente na primeira prova de carga e, evidentemente, uma carga na ponta menor que a real.

Segundo MASSAD (1994), o aprisionamento de carga na ponta da estaca também ocorre após sua cravação; neste caso, a carga residual surge porque a estaca é retida devido à presença do atrito lateral, atuando de cima para baixo. Portanto, ao se aplicar uma carga no topo da estaca, a ponta reage juntamente com o atrito lateral, que precisa ser revertido. Ressalta-se que este fenômeno não alterará a carga de ruptura, e sim a curva Carga *versus* Recalque do topo, que sofrerá alterações.

E citado por VESIC, 1977 (apud LAZARO, 1996) que a presença de cargas residuais geralmente produz uma aparente concentração de atrito lateral na parte superior do fuste da estaca, o que pode causar uma redução nos recalques.

Com o intuito de compreender o comportamento das estacas, tendo por base as Leis de Cambefort (1964), MASSAD (1991 a,b,c; 1992 e 1993) desenvolveu um modelo matemático para estacas escavadas e cravadas, considerando o primeiro e o segundo carregamento, que incorporam as cargas residuais de ponta e a reversão do atrito lateral. Apresenta-se a seguir como é calculado o efeito das cargas residuais e também a rigidez relativa carga-estaca, para subsolo homogêneo e heterôgeneo. Com isto, será possível determinar a curva teórica Carga *versus* Recalque e comparar as obtidas através da primeira e segunda prova de carga.

A - Efeito da carga residual na ponta - µ

Para a incorporar o efeito resultante do aprisionamento de carga após a cravação da estaca ou de uma segunda prova de carga, foi necessário introduzir o parâmetro  $\mu$ , que é calculado da seguinte maneira:

$$\mu = 1 + \frac{Q_{pr}}{A_{al}}$$
 (Subsolo Homogêneo) (2.78)

ou

$$\mu = \frac{\mu_1 A_{al1} + \mu_2 A_{al2}}{A_{al}}$$
 (Subsolo Heterogêneo) (2.79)

onde:

 $\mu$  = fator de majoração do atrito lateral

 $Q_{\text{pr}}$  = carga residual na ponta (kN)

A<sub>al</sub> = atrito lateral na ruptura (kN)

A<sub>ali</sub> = atrito lateral na ruptura da camada i (kN)



Figura 2.15 - Subsolo heterogêneo e relações de Cambefort modificadas.

Apresentam-se a seguir os intervalos de variação de  $\mu$ , de acordo com o tipo de estaca.

Quadro 2.13 -	Intervalos	de Variação	$de \mu$ .
---------------	------------	-------------	------------

TIPO DE ESTACA	CONDIÇÃO	INTERVALO
estaca cravada de ponta	$Q_{pr} \leq A_{al} \leq Q_{p} \cdot A_{p}$	$1 \le \mu \le 2$
estaca cravada de atrito	$Q_{pr} = Q_p A_p \langle A_{al} \rangle$	$1 \le \mu \le 2$
estaca escavada	$P_h = 0$	$\mu = 1$

onde:

 $Q_p = carga de ponta (kN)$ 

 $A_p =$ área da ponta da estaca (m<sup>2</sup>)

B. - Rigidez Relativa solo-estaca : k e  $\lambda$ 

Estes dois coeficientes adimensionais controlam o comportamento de estacas em compressão axial. É apresentado a seguir a forma de se obter estes parâmetros.

B.1 - Rigidez Relativa solo(fuste)-estaca - k

Na hipótese da camada de solo ao longo do comprimento da estaca ser homogênea, temos:

$$k = \frac{A_{al}}{K_{r} \cdot y_{l}} = \left(\frac{L}{d}\right)^{2} \cdot \left(\frac{B.d}{E_{c}}\right)$$
(2.80)

e

$$K_r = \frac{E_c.A}{L}$$
(2.81)

onde:

 $A_{al}$  = atrito lateral na ruptura (kPa)

 $K_r = rigidez da estaca$ 

 $y_1$  = deslocamento necessário para o pleno desenvolvimento do atrito lateral (m)

L =comprimento da estaca (m)

d = diâmetro da estaca (m)

 $E_c = m \acute{o} du lo de elasticidade do material da estaca (kPa)$ 

 $B = relação \ entre \ f_{al} / \ y_1$ 

A =área da secção transversal da estaca (m<sup>2</sup>)

Se uma estaca atravessar uma camada de solo mais fraca em espessura  $h_1$ , e ficar embutida numa camada mais resistente em uma altura  $h_2$  (caso de heterogeneidade), a expressão acima pode ser descrita como:

$$k_1 = \frac{A_{all}}{K_{rl} \cdot y_{1l}}$$
(2.82)

e

$$k_2 = \frac{A_{al2}}{K_{r2} \cdot y_{12}}$$
(2.83)

segue:

$$K_{rl} = \frac{E_c.A}{L_l}$$
 (2.84)

e

$$K_{r2} = \frac{E_{c} \cdot A}{L_{2}}$$
(2.85)

e

$$\frac{1}{K_{r}} = \frac{1}{K_{r1}} + \frac{1}{K_{r2}}$$
(2.86)

onde:

 $A_{a11} e A_{a12} =$  atritos laterais associados às duas camadas (kN)  $K_{r1} e K_{r2} =$  rigidez de cada um dos trechos da estaca  $y_{11} e y_{12} =$  deslocamento de cada trecho, desenvolvido pelo atrito lateral (m)  $L_1 e L_2 =$  comprimento da estaca embutida em cada trecho (m)

ESTACA	CONDIÇÃO	
rígida ou "curta"	k ≤ 2	
intermediária	2 < k < 8	
compressível ou "longa"	<u>k ≥ 8</u>	

Quadro 2.14 - Tipos de estaca em função de k

# B.2 - Rigidez Relativa solo(fuste-ponta)-estaca - $\lambda$

Este coeficiente adimensional para solos homogêneos é obtido através da seguinte expressão:

$$\lambda = \frac{R.A_p / K_r}{\sqrt{k}}$$
(2.87)

e

$$m.k = \frac{R.A_p}{K_r}$$
(2.88)

e

$$\lambda = \frac{R.A_{p}/K_{r}}{\sqrt{k}}$$
(2.89)

ou

$$\lambda = m \sqrt{k}$$
 (2.90)

onde:

R = inclinação do trecho pseudo-elástico definido pela Segunda Lei de Cambefort

 $A_p =$ área da ponta da estaca (m<sup>2</sup>)

 $K_r$  = rigidez da estaca (kN/m)

k = rigidez relativa solo (fuste)-estaca

Para os casos em que a estaca atravessa uma camada mais fraca e fica embutida em uma camada mais resistente, substitui-se R por R<sub>2</sub>, ficando então:

$$z_2 = \sqrt{k_2} \tag{2.91}$$

e

e

$$m_2 = \frac{R_2 \cdot A_p / K_{r2}}{k_2}$$
(2.92)

$$\lambda_2 = m_2 \cdot z_2 = \frac{R_2 \cdot A_p \cdot K_{r2}}{z_2}$$
(2.93)

Segundo MASSAD (1993), nos casos de embutimento considera-se a camada como homogênea e a estaca como possuindo comprimento L<sub>1</sub>, terminando na interface entre as duas camadas. Assim, a reação nesta ponta fictícia obedecerá a Segunda Relação de Cambefort, com um parâmetro constante R<sub>eq</sub>, desde que a plena mobilização do atrito lateral ocorra antes na camada mais fraca e depois progrida para o trecho de embutimento. Esta condição é satisfeita quando, por exemplo,  $y_{11} \cong y_{12}$ , ou quando o trecho de embutimento seja suficientemente rígido para dar uma resposta linear às solicitações do carregamento. Para que isto ocorra k<sub>2</sub>  $\leq$  1 ou no máximo 1,5.

$$R_{eq} = \frac{\beta_{2} \cdot z_{2} \cdot K_{r2}}{A_{p}} = \frac{\mu_{2} \cdot A_{al2}}{z_{2} \cdot \mu_{1} \cdot y_{11} \cdot A_{p}}$$
(2.94)

onde

$$\beta_2 = \frac{\operatorname{tgh}(z_2) + \lambda_2}{1 + \lambda_2 \cdot \operatorname{tgh}(z_2)}$$
(2.95)

Portanto, de acordo com as equações acima, fica:

$$m_{eq} = \frac{R_{eq} \cdot A_{p} \cdot y_{11}}{A_{all}} = \frac{r \cdot \beta_2}{z_1}$$
(2.96)

com

$$r = \frac{K_{r2}}{K_{r1}} \cdot \frac{z_2}{z_1}$$
(2.97)

então

$$\lambda = \frac{R_{eq}.S_p / K_{rl}}{\sqrt{k_1}}$$
(2.98)

ou

$$\lambda = m_{eq} \cdot z_1 = r \cdot \beta_2 \tag{2.99}$$



Figura 2.16 - Caso homogêneo equivalente.

CONDIÇÃO	CASO	SIGNIFICADO
$\lambda < 1$	ELÍPTICO	deficiência de rigidez de ponta
$\lambda = 1$	PARABÓLICO	rigidez de ponta "equilibrada"
$\lambda > 1$	HIPERBÓLICO	excesso de rigidez de ponta

Quadro 2.15 - Tipos de estacas em função de  $\lambda$ .

#### C - Curva Carga - Recalque teórica

Com os valores dos parâmetros ( $\lambda$ , k e  $\mu$ ) em mãos, pode-se obter matematicamente a forma da curva Carga *versus* Recalque, tanto para solos homogêneos (MASSAD, 1992) quanto para solos heterogêneos (MASSAD, 1993).

Como o sobsolo do local da realização das provas de carga deste trabalho é heterogêneo, serão mostrados a seguir os passos para calcular os pontos da curva, em particular para este caso, como sugere MASSAD (1993). Para o caso de subsolo homogêneo, deve-se consultar MASSAD (1992).

Para o início dos cálculos, é necessário admitir as seguintes hipóteses (MASSAD, 1993):

a) a plena mobilização do atrito lateral ocorre, em primeiro lugar, na camada mais fraca e progride, posteriormente, ao trecho de embutimento da estaca; esta condição é satisfeita, por exemplo, quando  $\mu_1 y_{11} \ge \mu_2 y_{12}$ , ou quando o solo é homogêneo; ou

b) o trecho de embutimento é suficientemente rígido para dar uma resposta linear às solicitações do carregamento no topo. De acordo com a Figura 2.17, requer-se que os pontos 3 e 4 estejam próximos. Para satisfazer esta condição  $k_2 \le 1$ , no máximo 1,5, caso o subsolo seja heterogêneo.



Figura 2.17 - Curva teórica Carga versus Recalque.

# Trecho 0-3

Trecho retilíneo, que corresponde à fase pseudo-elástica de mobilização do atrito lateral, primeira relação de Cambefort. O ponto 3 corresponde ao momento em que o atrito lateral atingiu o valor máximo na cabeça da estaca.

$$Q_{0-3} = \frac{\mu_1 \cdot A_{all}}{z_1} \cdot \beta_3$$
 (2.100a)

e

$$y_{0-3} = \mu_1 \cdot y_{11} \tag{2.100b}$$

onde

$$\beta_3 = \frac{\operatorname{tgh}(z_1) + \lambda}{1 + \lambda \cdot \operatorname{tgh}(z_1)}$$
(2.100c)

$$z_1 = \sqrt{k_1}$$
 (2.100d)

$$\frac{Q_{0-3}}{y_{0-3}} = K_{r1} \cdot z_1 \cdot \beta_3$$
 (2.100e)

#### Trecho 3-M

e

e

Refere-se ao avanço da "plena mobilização" do atrito lateral ao longo do fuste, do topo (ponto 3) em direção à interface das camadas (ponto M).

$$\frac{y_0}{\mu_1 y_{11}} = \left[1 - \frac{(\beta')^2}{2}\right] + \frac{k_1}{2} \left[\frac{Q_0}{\mu_1 A_{a11}}\right]^2 (\text{parábola})$$
(2.101a)

O termo  $\beta$ ' conforme verifica-se na Figura 2.18, varia em função da carga aplicada no topo (P<sub>o</sub>), do coeficiente de rigidez do fuste (k<sub>1</sub>) e do coeficiente de rigidez fuste-ponta ( $\lambda$ ).

Para a condição de  $\lambda$  muito elevado e estaca rígida, com k<sub>1</sub> $\leq$ 1,5, a Equação 2.100a transforma-se em:

$$y_{o} = -\frac{\mu_{1} \cdot A_{al1}}{2 \cdot K_{r1}} + \frac{Q_{0}}{K_{r1}}$$
 (2.101b)

A validade da Equação 2.101b é para o trecho 3-M, exceto nas vizinhanças do ponto 3. Se, por exemplo, uma estaca atravessar uma camada de lama e se apoiar em rocha com  $k_1 \cong 0$  (estaca infinitamente rígida) e  $\lambda$  muito elevado, a Equação 2.101b fica:

$$y_0 = \frac{Q_0}{K_{rl}}$$
 (2.101c)

Caso a estca seja muito rígida ( $k_1 \le 0,5 e \lambda < 1$ ), os pontos 3 e M tendem a se aproximar e o trecho curvo torna-se pequeno, havendo então, uma mobilização quase que instantânea do atrito lateral ao longo do fuste.



Figura 2.18 - Ábaco de  $\beta'$ , em função da carga no topo (Q<sub>0</sub>) e dos coeficientes k<sub>1</sub> e  $\lambda$ .

# Trecho M-4

Neste trecho há a plena mobilização do atrito lateral na camada de embutimento da estaca. Como geralmente esta camada é muito rígida, os pontos M e 4 estão muito próximos. As coordenadas do ponto 4 são dadas pelas seguintes equações:

$$Q_{0-4} = \mu_1 \cdot A_{all} + \mu_2 \cdot A_{al2} + R_2 \cdot A_p \cdot \mu_2 \cdot y_{12}$$
(2.102a)

$$y_{0-4} = \mu_2 \cdot y_{12} + \frac{\mu_1 \cdot A_{al1}}{2 \cdot K_{r1}} + \frac{\mu_2 \cdot A_{al2}}{K_{r1}} + \frac{\mu_2 \cdot A_{al2}}{2 \cdot K_{r2}} + \frac{R_2 \cdot A_p \cdot \mu_2 \cdot y_{12}}{K_r}$$
(2.102b)

Trecho 4-5

A curva Carga *versus* Recalque volta ser linear, correspondendo à mobilização da resistência de ponta, ao longo da fase pseudo-elástica da segunda relação de Cambefort. A equação é:

$$\frac{Q_0 - \mu A_{al}}{y_0 - \left(\frac{\mu_1 A_{al1}}{2 K_{r1}} + \frac{\mu_2 A_{al2}}{2 K_{r2}} + \frac{\mu_2 A_{al2}}{K_{r1}}\right)} = \frac{1}{\frac{1}{K_r} + \frac{1}{R_2 A_p}}$$
(2.103)

Para o caso particular de estaca de atrito  $(1 \le \mu \le 2)$ , os pontos 4 e 5 coincidem, porque a estaca rompe bruscamente, após a mobilização total do atrito lateral, toda a reação de ponta já havia sido mobilizada como carga residual.

#### Trecho 5-6

Neste trecho ocorre a ruptura da ponta, cuja reação atinge seu valor máximo Q<sub>p</sub>.

#### DESCARREGAMENTO ("REBOUND")

Para o cálculo dos pontos dos trechos 6-7, 7-8 e 8-9, segue-se um caminho inverso nas Relações de Cambefort, em que os parâmetros  $y_1$ , B e R, não são necessariamente os do carregamento, pois os solos não são elásticos.

Estes três trechos só estarão bem definidos se o carregamento atingiu ou ultrapassou o ponto 4 de mobilização total do atrito lateral (MASSAD, 1992).

MASSAD (1993) cita que tem utilizado a formulação para solos homogêneos nesta etapa, mesmo sendo o subsolo heterogêneo, devido às dificuldades de avaliação destes parâmetros.

#### Trecho 6-7

Está associado ao trecho pseudo-elástico da "volta" na Relação de Cambefort.

#### Trecho 7-8

Pode ser representado por uma parábola; corresponde ao início (ponto 7) e fim (ponto 8) da "plena mobilização" do atrito, no sentido contrário à subida da estaca. Este trecho é regido pela seguinte equação:

$$y_{0 \max} - y_0 = y_{1r} + \frac{1}{4 K_r A_{al}} (Q_{0 \max} - Q_0)^2$$
 (2.104a)

onde:

 $y_{1r}$  = parâmetro de Cambefort no descarregamento  $Q_{0máx}$  = carga máxima do carregamento (kN)  $y_{0máx}$  = recalque máximo do carregamento (m)

Para aplicação da Equação 2.104a, é necessário que  $Q_{0máx} \ge A_{al}$  e que  $k_{reb}$  tenha valor elevado.

$$k_{reb} = \frac{A_{al}}{K_{r} \cdot y_{1r}}$$
(2.104b)

# Trecho 8-9

Retilíneo associado ao "rebound" franco da ponta.

Além da determinação dos parâmetros acima definidos e da curva teórica Carga *versus* Recalque, será objeto de estudo neste trabalho a verificação do comportamento da carga residual de ponta ao longo do tempo, após a primeira e a segunda prova de carga.

3

# **MATERIAL E MÉTODOS**

#### 3.1. Campo Experimental

A área onde foram executadas as provas de carga se situa dentro do Campus da UNICAMP em Campinas-SP, junto ao prédio do Laboratório de Ensaios de Materiais da Faculdade de Engenharia Agrícola (FEAGRI) (Figura 3.1). Este local está reservado para pesquisas de Mecânica dos Solos e Fundações e tem aproximadamente 230m<sup>2</sup> de área (Figura 3.2).

A Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP encontra-se no município de Campinas-SP, o qual se localiza na porção Centro-Leste do Estado de São Paulo, no Planalto Atlântico. Sua Posição geográfica é determinada pelas coordenadas 22°53'22'' de Latitude sul e 47°04'39'' de Longitude oeste.

Do ponto de vista geológico, ocorrem na região rochas intrusivas básicas da formação Serra Geral (diabásio). A litologia predominante é o diabásio, mineralógicamente composto de Labradorita, Clinopiroxênio Caugita e/ou Pigeonita e acessórios como a Titânica, Magnetita e Apatita. Há grande ocorrência dos magmáticos básicos na parte norte da região de Campinas, perfazendo 98 km<sup>2</sup> e ocupando 14% da área total da folha de Campinas.

O subsolo do local, constituído por solo residual de diabásio, apresenta uma camada superficial de 6m de espessura, constituída de argila silto-arenosa de alta porosidade, seguida de uma camada de silte argilo-arenoso; o nível d'água não foi encontrado até 20m de profundidade.

De acordo com MONACCI (1995) o solo da primeira camada tem comportamento colapsível, apresentando valores de índice de colapso, conforme definição de VARGAS (1978), variáveis de 2,4% a 24%, dependendo da pressão aplicada. Para caracterização geotécnica do Campo Experimental foram realizados diversos ensaios de campo e laboratoriais, em amostras deformadas e indeformadas, retiradas até 18m (Figuras 3.3, 3.4, 3.5, 3.6, 3.7 e Quadros 3.1 e 3.2).



Figura 3.1 - Localização do Campo Experimental dentro do Campus da UNICAMP.



Figura 3.2 - Localização das sondadens e das estacas no Campo Experimental.





Figura 3.3 - Sondagem de simples reconhecimento - SPT.



Figura 3.4 - Sondagem de penetração estática (resistência de ponta) - CPT.



Figura 3.5 - Sondagem de penetração estática (atrito lateral) - CPT.

PROFUNDIDADE	Ynat	γs	γ <sub>a</sub>	W	e	n
(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(%)		(%)
1	13,4*	29,7*	10,7*	24,3*	1,77*	63,8*
2	13,0*	29,1*	10,6*	23,4*	1,76*	63,7*
3	13,0*	29,5*	10,6*	22,8*	1,79*	64,1*
4	13,0*	30,1*	10,5*	23,7*	1,86*	65,0*
6	15,4*	30,1*	12,4*	24,6*	1,44*	59,0*
7	15,4*	29,1*	12,2*	26,3*	1,40*	58,2*
8	14,8*	29,5*	11,5*	28,1*	1,56*	60,1*
9	15,0*	30,1#	11,6*	29,9*	1,60*	61,5*
10	15,1+	30,1#	11,6 <sup>+</sup>	30,5*	$1,60^{+}$	61,6+
12	16,1*	29,6#	12,0+	33,8+	1,46*	59,4+
14	$16,4^{+}$	30,6#	12,3+	32,8+	$1,48^{+}$	59,7+
16	16,7+	30,1#	$12,0^+$	39,2+	1,51 <sup>+</sup>	60,1+

Quadro 3.1 - Valores dos índices físicos.

<sup>+</sup>Realizados neste trabalho \* GIACHETTI, 1991

Quadro 3.2 - Valores dos índices mêcanicos (triaxial adensado rápido - tensões totais).

<sup>#</sup> MONACCI, 1995

	c	¢	Rc
PROFUNDIDADE (m)	(kPa)	(0)	(kPa)
1	5*	31,5*	26,2*
2	11*	31,5*	48,0*
3	2*	30,5*	40,7*
4	0*	26,5*	11,2*
6	18*	18,5*	54,1*
7	31*	22,5*	76,1*
8	18*	25,5*	59,7*
9	64*	14,5*	50,6*
10	$78^{+}$	$22,8^{+}$	$67,0^{+}$
12	87*	18,3+	145,1+
14	$76^+$	19,1+	185,4+
16	55+	22,0+	$218,7^{+}$

<sup>+</sup> Realizados neste trabalho <sup>\*</sup> GIACHETTI, 1991



Figura 3.6 - Valores das características geotécnicas médias do Campo Experimental da FEAGRI.



Figura 3.7 - Distribuição granulométrica ao longo da profundidade.



Figura 3.8 - Variação do limite de liquidez e índice de plasticidade ao longo da profundidade.

#### 3.2 - Estacas e Sistema de Reação

#### 3.2.1 - Estacas

Para realização das provas de carga foram fabricadas seis estacas pré-moldadas protendidas de 0,18 m diâmetro, três com segmentos de 8m e três com 6m de comprimento, perfazendo três estacas de 14m (duas serviram para reação e outra para ser ensaiada à compressão), unidas por um cordão de solda no anel metálico. A armadura longitudinal constituiu-se de seis fios de aço RN150 de diâmetro 5mm, envolvida em toda sua extensão por uma espiral de fios de aço cujo passo variou de 5 a 10cm; na extremidade das estacas esta espiral foi menos espaçada No Quadro 3.3 apresentam-se os dados da estaca fornecidos pelo fabricante (IPR-Indústria de Pré-Fabricados Rafard Ltda - Rafard/SP) e na Figura 3.9, a curva de obtenção do Módulo de Elasticidade do Concreto. A resistência média à compressão do concreto utilizado em sua confecção foi de 41,5MPa, obtida em ensaio realizado no dia anterior à prova de carga.

Cada segmento da estaca foi confeccionado com uma bainha de aço corrugado de 4,5cm de diâmetro (Figura 3.10). O objetivo desta bainha era permitir, após a cravação da estaca, a instalação das barras instrumentadas. Em cada segmento destinado ao topo das estacas de reação, foi colocado uma barra de aço de 32mm de diâmetro e 1,20m de comprimento.

As estacas seguiram um alinhamento reto e o espaçamento entre elas foi de 1,5 metros. Após a cravação foi confeccionado um bloco de coroamento para cada estaca, de dimensões  $60 \times 60 \times 60$  cm (Figura 3.11)

MASSA	ÁREA DA	PERÍMETRO	CONCRETO
NOMINAL	SECÇÃO DE		fck
	CONCRETO		
64 kg/m	0,0254m <sup>2</sup>	0,565m	≥ 35 MPa
	MASSA NOMINAL 64 kg/m	MASSA ÁREA DA NOMINAL SECÇÃO DE CONCRETO 64 kg/m 0,0254m <sup>2</sup>	MASSA ÁREA DA PERÍMETRO NOMINAL SECÇÃO DE CONCRETO 64 kg/m 0,0254m <sup>2</sup> 0,565m

Quadro 3.3 - Características da estaca fornecida pelo fabricante.



Figura 3.9 - Gráfico de Tensão versus Deformação do Concreto



Figura 3.10 - Detalhe da colocação da bainha dentro da forma da estaca.



Figura 3.11 - Armadura do bloco e bainha da instrumentação.

# 3.2.3 - Cravação

Para a cravação das estacas foi utilizado um martelo em queda livre, bate-estaca, com pilão de massa aproximada de 1650kg, caindo de uma altura em torno de 0,5m. Apresentam-se nos Quadros 3.4, 3.5 e 3.6 o número de golpes por metro linear cravado, obtido através do acompanhamento da cravação de cada estaca.

PENETRAÇÃO (m)	N° DE GOLPES
0,00 - 1,00	7
1,00 - 2,00	4
2,00 - 3,00	6
3,00 - 4,00	11
4,00 - 5,00	19
5,00 - 6,00	27
6,00 - 7,00	28
7,00 - 8,00	32
8,00 - 9,00	34
9,00 - 10,00	46
10,00 - 11,00	87
11,00 - 12,00	96
12,00 - 13,00	107
13,00 - 13,40	42

Quadro 3.4 - Número de golpes por metro linear cravado - estaca 1 (recravação após 12,80 m).

Quadro 3.5 - Número de golpes por metro linear cravado - estaca 2.

PENETRAÇÃO (m)	N° DE GOLPES
0,00 - 1,00	4
1,00 - 2,00	5
2,00 - 3,00	8
3,00 - 4,00	13
4,00 - 5,00	28
5,00 - 6,00	28
6,00 - 7,00	29
7,00 - 8,00	15
8,00 - 9,00	22
9,00 - 10,00	43
10,00 - 11,00	68
11,00 - 12,00	65
12,00 - 13,00	68
13,00 - 13,65	35
PENETRAÇÃO (m)	N° DE GOLPES
----------------	--------------
0,00 - 1,00	4
1,00 - 2,00	6
2,00 - 3,00	10
3,00 - 4,00	13
4,00 - 5,00	19
5,00 - 6,00	16
6,00 - 7,00	17
7,00 - 8,00	11
8,00 - 9,00	16
9,00 - 10,00	22
10,00 - 11,00	44
11,00 - 12,00	57
12,00 - 13,00	72
13,00 - 13,40	24

Quadro 3.6 - Número de golpes por metro linear cravado - estaca 3.

#### 3.2.3 - Sistema de Reação

Um dos aspectos que limita a realização de provas de carga estática é a necessidade de se ter uma reação compatível com a carga na fundação a ser ensaiada. Esta limitação é imposta pelo alto custo para a instalação de estacas de reação e das vigas de reação.

Neste trabalho, o sistema de reação foi composto por viga de reação, sistema de atirantamento Dwidag e estacas de reação, conforme se apresenta a seguir:

 a) Foram utilizadas duas estacas pré-moldadas para a reação, de 0,18m de diâmetro e 14m de comprimento.

b) A viga de reação, perfil "I", foi projetada para suportar cargas aplicadas em seu centro, com largura e espessura da mesa de 30cm e 2,5cm, respectivamente; altura e espessura da alma de 65cm e 8mm, respectivamente; seu comprimento é de 3,30m.

c) O sistema de atirantamento foi composto por barras especiais ST-85/105, com
 32mm de diâmetro, porcas, placas e luvas de aço, todos fabricados com o mesmo material

empregado nos tirantes, os quais foram adquiridos juntos à empresa Protendidos Dywidag Ltda. No topo de cada estaca de reação foi colocada, junto à armadura, uma barra de 32mm com 1,20m de comprimento (1,10m para ancoragem no concreto e 0,10m para a ligação com a viga, através da luva de aço); esta barra é apropriada para resistir aos esforços, sendo que este sistema já foi utilizado com êxito por CARVALHO (1991).

#### 3.3 - Instrumentação

Foram utilizadas barras de aço do tipo CA-50, com 12,5mm de diâmetro e 0,60m de comprimento, para a instalação dos extensômetros elétricos. Estas barras foram unidas posteriormente, à medida que iam sendo colocadas na bainha, a barras de mesmo material, com comprimentos 3,00; 3,40 e 4,40m, até formarem uma barra contínua.

Para possibilitar as emendas das barras, foi utilizado o sistema de rosca nas pontas, com acoplamento de luvas de mesmo material.

Os extensômetros elétricos utilizados são especiais para aço (KFG-2-120-D16-11 -Kyowa Electronic Instruments); para a colagem, utilizou-se adesivo especial para este tipo de extensômetro (KBR-610 - Kratos Dinamometros); os extensômetros foram ligados em ponte completa.

Foi utilizado cabo elétrico 4x26 AWG da KMP - Cabos Especiais e Sistemas.

Para proteção de sua superficie contra umidade foi utilizado verniz de proteção especial para extensômetros (SODMEX / C-10.301), aplicando-se, após, resina contra choques mecânicos (3M - Resina para Isolamento Elétrico 4 - Scotchcast).

Todo processo de instalação e proteção dos extensômetros é apresentado por CARVALHO (1991).

#### 3.3.1 - Instalação da Instrumentação

A instrumentação foi instalada na cabeça da estaca (secção de referência) e a 5m, 10 e 14m de profundidade ao longo do fuste da estaca; estes pontos foram distribuídos de maneira a fornecer informações oriundos dos diferentes níveis do subsolo (Figura 3.12).

O processo de instalação se deu da seguinte maneira:

- Ligação das barras instrumentadas a barras não instrumentadas, através de luvas adequadas;

 - À medida que as barras foram descendo dentro do tubo de aço corrugado, foi fixado junto a este uma mangueira plástica transparente, de diâmetro aproximado de 5mm, com a finalidade de injetar nata de cimento no tubo, de baixo para cima;

- A nata, para solidarização do conjunto de barras instrumentadas à bainha, possuia fator água-cimento 0,42;

- Houve cuidado para que a barra instrumentada não flambasse dentro do tubo corrugado, e para isto o topo da barra instrumentada foi preso na cabeça do bloco, ficando suspensa;

- Para injetar a nata utilizou-se um reservatório de aço (com a finalidade de condicioná-la), em conjunto com uma bomba de ar comprimido, fornecendo uma pressão de 300kPa que conduziu a nata até o fundo da estaca (Figura 3.13).

Encerrado todo o processo, esperou-se a cura da nata para dar prosseguimento à montagem e execução das provas de carga.

A resistência à compressão média da nata de cimento utilizada na injeção foi de 29,5MPa, obtida em ensaio realizado em cp no dia anterior à prova de carga. Na Figura 3.14 é apresentada a curva de Tensão *versus* Deformação.



Figura 3.12 - Posição dos instrumentos na estaca.



Figura 3.13 - Injeção da nata de cimento na bainha instrumentada



Figura 3.14 - Curva Tensão versus Deformação da Nata de Cimento.

#### 3.4 - Prova de Carga Dinâmica, Sistema Repicômetro e Prova de Carga Estática

O objetivo das provas de carga foi obter a carga de ruptura, o comportamento carga *versus* deslocamento e o mecanismo de transferência de carga ao longo da profundidade, bem como analisar as cargas residuais após a prova de carga estática.

Empregaram-se três métodos para determinação da carga de ruptura de uma estaca: prova de carga dinâmica, controle de cravação pelo repique e prova de carga estática à compressão. O primeiro tipo de ensaio foi realizado nas três estacas; o segundo tipo foi realizado nas estacas 1 e 3 (não houve condições de realizar na estaca 2 porque os equipamentos sofreram avarias) e o último foi realizado na estaca 2, sendo que nesta houve 2 ensaios, espaçados em 44 dias. Após o descarregamento, procedeu-se à leitura na instrumentação para a verificação da carga residual na estaca, devido ao carregamento sofrido. Após 44 dias do término da primeira prova de carga, foi executado um novo carregamento, para análise de seu comportamento sob a nova condição.

#### 3.4.1 - Prova de Carga Dinâmica

Este ensaio tem por objetivo fazer um estudo da estaca para atestar sua integridade e verificar sua capacidade de carga. Para cada estaca ensaiada efetuaram-se as análises CAPWAPC, Case e IPTCase.

Para aquisição e análise dos sinais obtidos durante a cravação dinâmica, foi necessário um conjunto básico de instrumentos e equipamentos. Os instrumentos utilizados são transdutores de força (ou de deformação específica) e acelerômetros, que se destinam às medidas de força e aceleração, respectivamente, numa secção logo abaixo do topo da estaca (cerca de 3 diâmetros de distância).

Estes instrumentos foram fixados aos pares numa secção da estaca, em pontos diametralmente opostos, a fim de compensar eventuais efeitos de flexão e excentricidade, sendo aparafusados diretamente na superficie da estaca quando esta for de aço, e com auxílio de bucha especial, quando se tratar de estaca de concreto.

Foram utilizados os seguintes equipamentos para a aquisição e análise dos sinais obtidos durante a cravação:

#### - Transdutor de força

É um medidor de deformação específica entre dois pontos (onde o instrumento é afixado na estaca), construído de alumínio com geometria adequada, de modo a permitir o máximo ganho para a ponte de extensômetros elétricos colados, o que o torna altamente sensível.

#### - Acelerômetro

Destina-se à medida da aceleração, cujo sinal, após integração, fornece a velocidade e o deslocamento correspondentes. Normalmente são utilizados acelerômetros do tipo piezoelétrico, com faixa de operação em alta frequência ("HIGH G"), com amplificadores embutidos

# - Aquisição e tratamento de dados no campo

O conjunto básico é formado pelo Analisador de Cravação de Estacas (Pile Driving Analyzer-PDA), um gravador de fita magnética e um osciloscópio (aquisição e análise, armazenamento e visualização, respectivamente). O PDA, é basicamente um microcomputador provido de funções de condicionador de sinais que permite a realização de uma série de cálculos no instante da cravação.

#### 3.4.2 - Sistema Repicômetro

Durante os ensaios de carregamento realizaram-se também medidas de deslocamento através do Sistema Repicômetro (Figura 3.15), desenvolvido pelo IPT, que se encontrava em fase de testes. Este sistema possibilita estimar a capacidade de carga a partir do registro do deslocamento do topo da estaca em função do tempo, para cada golpe do martelo.

- Aquisição de dados

Um software controla a aquisição de dados e realisa a análise, o qual é implantado em estrutura modular, apresentando menu de opções que permite ao usuário acessar os diversos módulos que compõe o sistema.

- Sensor de deslocamento

Provido de uma pequena roda emborrachada, a qual, ao girar, transmite este movimento ao sensor que, por sua vez, converte este movimento em sinais de deslocamento. - Dispositivo de montagem

É uma estrutura tipo cavalete onde fica montado o sensor (Figura 3.16).



Figura 3.15 - Sistema Repicômetro. (Fonte: MACHADO, 1995).



Figura 3.16 - Sistema Repicômetro na cravação da estaca.

# 3.4.3 - Prova de Carga Estática

Na realização das provas de carga , os carregamentos foram feitos em estágios sucessívos, com incremento de 40 kN, até que se atingisse a carga na qual os deslocamentos indicassem a ruptura da ligação estaca-solo. Seguiram-se as prescrições estabelecidas pelo MB-3472/91, adotando-se carregamento lento (SML); o descarregamento foi feito em estágios sucessívos, com reduções de carga iguais a 25% da carga total atingida no ensaio. A partir do topo do bloco de coroamento até a profundidade de 0,60m, o solo foi escavado, deixando-se este trecho como secção de referência, para determinação do seu módulo de elasticidade.

Foram utilizados os seguintes equipamentos:

- Relógios comparadores

Utilizaram-se 8 relógios comparadores com precisão de 0,01mm. Destes, 4 com curso de 70mm e 4 de 50mm, sendo que os de maior curso para estaca à compressão e os outros para as de reação.

- Macaco hidráulico

Utilizou-se macaco hidráulico, munido de manômetro e bomba, com capacidade de 500kN (Figura 3.17).

- Célula de carga

Foi utilizada uma célula de carga com capacidade de 500kN, devidamente calibrada para estes ensaios, instalada entre a viga de reação-bloco. Para a medida da carga atuante nas estacas de reação, foram confeccionadas duas células de carga, as quais foram ligadas aos tirantes, para trabalharem à tração (Figura 3.18).

- Indicador de deformações

Utilizou-se de dois equipamentos na realização destas provas de carga, um de leitura digital de deformações e outro de leitura analógica. O primeiro tipo, ligado a uma caixa seletora de canais com capacidade de 10 pontos, para leitura da instrumentação e células de carga instaladas nas estacas de reação. O segundo tipo foi ligado a célula de carga da estaca à compressão.

Para execução da prova de carga houve o cuidado de se verificar os seguintes aspectos do conjunto: o nivelamento da viga metálica de reação, os tirantes das estacas de reação, os relógios comparadores, a ligação dos fios das barras instrumentadas e das células de carga ao quadro de conexão dos fios do indicador de deformação. Apresenta-se na Figura 3.19 os equipamentos utilizados na prova de carga.



Figura 3.17 - Detalhe da célula de carga, macaco hidráulico e relógios comparadores.



Figura 3.18 - Esquema do sistema de reação.



Figura 3.19 - Vista dos equipamentos utilizados na prova de carga.

# 4

# **RESULTADOS**

Neste capítulo apresentam-se os resultados obtidos diretamente dos ensaios realizados e dos calculados através de fórmulas de previsão, sendo eles:

• Prova de carga dinâmica (análises CAPWAPC, Case e IPT-Case), realizadas nas estacas 1, 2 e 3.

- Análise do repique elástico (Sistema Repicômetro), realizados nas estacas 1 e 3.
- Primeira prova de carga estática, realizada na estaca 2.
  - Previsão da capacidade de carga
  - Previsão de recalques
  - Transferência de carga
  - Carga residual
- Segunda prova de carga estática, realizada na estaca 2.
  - Transferência de carga
  - Carga residual

# 4.1 - Prova de Carga Dinâmica, Sistema Repicômetro e Primeira Prova de Carga Estática

Neste item serão apresentados os resultados obtidos nas provas de carga dinâmica, Sistema Repicômetro e primeira prova de carga estática. Através destes resultados se definirá um valor único representativo de carga de ruptura para cada tipo de ensaio. Os valores do Sistema Repicômetro foram obtidos do trabalho de MACHADO (1995).

Estaca	Análise	Q <sub>lu</sub> (kN)	Q <sub>pu</sub> (kN)	Q <sub>u</sub> (kN)
1		172	36	208
2	CAPWAPC	201	15	216
3		178	62	240
1		······		213 *
2	Case	······		248 *
3				255 *
1				200
2	IPT Case			243
3				224

Quadro 4.1 - Resultados obtidos na prova de carga dinâmica para as estacas 1, 2 e 3.

\* Valores obtidos pela média dos últimos golpes aplicados na estaca. Foi escolhido J=0,4 para a análise por representar o valor médio obtido pelo CAPWAPC (da ordem de 0,2 para o amortecimento da ponta, acrescido de 0,2 como recomenda a literatura básica para os casos onde se utilizam os valores de RMX, segundo Relatório do IPT - APÊNDICE B.

Os ensaios foram interrompidos antes que a *nega* (10mm/10golpes), usual para este tipo de estaca, fosse atingida. Isto devido as estacas serem de comprimentos prédeterminados. Apresenta-se no Quadro 4.2 o valor da nega para cada estaca.

Quadro 4.2 - Nega obtida na cravação das três estacas.

ESTACA 1	ESTACA 2	ESTACA 3
33 mm / 10golpes	110 mm / 10 golpes	125 mm / 10golpes

Quadro 4.3 - Valores da carga total última, obtida pelo Repicômetro para as estacas 1 e 3.

ESTACA	MÉTODO	$Q_u(kN)$
1	Uto*	346
3		319
1	Chellis-Velloso	186
3		175

\* Utilizado para estacas de ponta em areia

ESTACA	CAPWAPC	Case	IPT Case	MÉDIA	DESVIO PADRÃO
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	208	213	200	207	±6
2	216	248	243	236	± 17
3	240	255	224	240	± 12
				228	± 14

Quadro 4.4 - Valores da carga de ruptura, obtidos para cada tipo de análise.

Quadro 4.5 - Resultados de cargas últimas totais, obtidos pelo Sistema Repicômetro -Estacas 1 e 3.

ESTACA	UTO	CHELLIS-VELLOSO	MÉDIA	DESVIO PADRÃO
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	346	186	266	±113
3	319	175	247	± 102
			257	±108

Quadro 4.6 - Valores de deslocamento obtidos na primeira prova de carga estática.

CARGA (kN)	DESLOCAMENTO(m)
0	0
40	0,27
80	0,37
120	0,53
160	1,56
200	2,77
240	5,58
262	54,13
220	54,37
165	54,24
110	53,75
55	52,16
0	51,69

Quadro 4.7 - Resultados obtidos nas provas de carga estática para a estaca 2.

Estaca	Data do ensaio	Qlu (kN)	Qpu (kN)	Qtu (kN)
2	05/12/95	219	43	262
2	19/01/96	194	40	234



Figura 4.1 - Curva Carga versus Deslocamento da primeira prova de carga estática.

Quadro 4.8 - Valores de cargas de ruptura total, lateral e ponta, obtidos através dos diferentes métodos de obtenção de capacidade de carga, bem como a relação entre eles.

CARGA	PC estática (kN)	PC dinâmica (kN)	Repique (kN)	PC <sub>est</sub> /PC <sub>din</sub>	PC <sub>est</sub> /Rep.	PC <sub>din</sub> /Rep.
LATERAL	219	198	117	1,11	1,88	1,70
PONTA	43	38	140	1,13	0,31	0,27
TOTAL	262	236	257	1,11	1,02	0,92

#### 4.1.1 - Previsão da Capacidade de Carga

A seguir será apresentado o resultado da aplicação de cada uma das fórmulas Teóricas, Empíricas e Semi-Empíricas e Dinâmicas, descritas na Revisão de Literatura, com informações sobre sua aplicação à previsão de carga de ruptura.

#### 4.1.1.1 - Métodos Teóricos

## - Fórmula de BEREZANTZEV (1957, 1961)

Para utilizar esta fórmula é necessário obter dados de massa específica e ângulo de atrito do solo no local. O autor não considera o atrito lateral no mecanismo de ruptura; utiliza-se, portanto uma expressão sugerida por NORDLUND (1963) (apud VIDAL, 1983) para o cálculo da carga de ruptura lateral.

Quadro 4.9 - Parâmetros utilizados para o cálculo da carga de ponta na fórmula de BEREZANTZEV.

<b>¢</b> m	<b>\$</b> 2	B <sub>B</sub>	A <sub>B</sub>	L/d	$\alpha_{\rm T}$
25,1°	22°	17	2	25 <sub>(adotado)</sub>	0,44

Quadro 4.10 - Parâmetros utilizados para o cálculo da carga lateral na fórmula de NORDLUND.

Camada	δ/φ	K'	K	FC	δ
0→6m	0,47	0,9	0,67	0,74	14,1°
6→14m	0,47	0,725	0,60	0,82	10,3°

Quadro 4.11 - Resultados da aplicação da fórmula. de BEREZANTZEV e NORDLUND.

Q <sub>lu</sub> (kN)	Q <sub>pu</sub> (kN)	Q <sub>u</sub> (kN)
182	32	214

Quadro 4.12 - Relação entre os resultados de carga de ruptura total, lateral e ponta, obtidos na prova de carga e pela utilização da fórmula de BEREZANTZEV e NORDLUND.

Qlucale/Qlupe	Q <sub>pucalc</sub> / Q <sub>pupc</sub>	Qucate/Qupe
0,83	0,75	0,81

#### - Fórmula de MEYERHOF (1976, 1977)

MEYERHOF desenvolveu esta fórmula para o caso de estacas embutidas em solos heterogêneos, utilizando dados obtidos de ensaio triaxial e de valores de ângulo de atrito solo-estaca. Para este caso, no cálculo de tensão efetiva ao longo do fuste da estaca, se utilizará o valor do produto Ks.tangδ, proposto pelo autor e por VÉSIC (1975b); também será proposto um valor de Ks.tangδ para este trabalho.

Quadro 4.13 - Parâmetros utilizados para o cálculo da carga de ponta na fórmula de MEYERHOF.

Zb (m)	Nqm=Nq=Nqi
8	17

Quadro 4.14 - Resultados da aplicação da fórmula de MEYERHOF.

Autor	Ks.tang $\delta_{(0,36m)}$	Ks.tang $\delta_{(6,\rightarrow 1.4m)}$	Q <sub>lu</sub> (kN)	Q <sub>pu</sub> (kN)	Q <sub>u</sub> (kN)
MEYERHOF (1976)	0,43	0,38	294	39	333
VÉSIC (1975b)	0,35	0,30	234	39	273

Autor	Qiucale/ Qiupe	Qpucale/ Qpupe	Queate/ Qupe
MEYERHOF(1976)	1,33	0,91	1,27
VÉSIC (1975)	1,06	0,91	1,04

Quadro 4.15 - Relação entre os resultados de carga de ruptura total, lateral e ponta obtidos na prova de carga e pela utilização da fórmula de MEYERHOF.

De acordo com os resultados obtidos da prova de carga estática, pode-se sugerir um valor de Ks.tang $\delta$  = 0,29, para o solo em estudo. Este valor se situa dentro do intervalo proposto por VÉSIC (1975b), que varia de 0,16 a 0,35 para as argilas.

#### - Fórmula de SKEMPTON (1951)

Esta fórmula utiliza os dados de ensaio triaxial para obtenção de Nc (para o cálculo de resistência de ponta) e Ca (para a resistência lateral).

Quadro 4.16 - Parâmetros utilizados para o cálculo de carga de ruptura na fórmula de SKEMPTON.

	Nc	c (kPa)	q (kPa)	Ca (kPa)
LATERAL				25,5
PONTA	16,88	76	203,4	43,1

Quadro 4.17 - Resultados da aplicação da fórmula de SKEMPTON.

Q <sub>lu</sub> (kN)	Q <sub>pu</sub> (kN)	$Q_{u}(kN)$
281	38	319

Quadro 4.18 - Relação entre os resultados de carga de ruptura total, lateral e ponta, obtidos na prova de carga e pela utilização da fórmula de SKEMPTON.

$Q_{hucalc}/Q_{hupc}$	Q <sub>pucalc</sub> / Q <sub>pupc</sub>	Qucale/Qupc
1,28	0,88	1,22

#### 4.1.1.2 - Métodos Empíricos e Semi-empíricos

#### 4.1.1.2.1 - Fórmulas Baseadas em Ensaios de Campo

#### - Fórmula de AOKI & VELLOSO (1975)

Esta fórmula se baseia em dados fornecidos pelo ensaio de penetração contínua (CPT) ou, quando não se dispõe deste ensaio, em parâmetros relacionados com os valores de resistência à penetração, obtidos na sondagem à percussão (SPT). Nesta fórmula considera-se o tipo de solo e estaca; os autores apoiaram-se em dados obtidos em provas de carga à compressão para proporem a fórmula.

Para aplicação desta fórmula foram utilizados dados obtidos nos ensaios CPT e SPT. Através destes ensaios pode-se obter resultados de carga de ruptura, lateral e ponta.

Quadro 4.19 - Valores de  $\alpha$ , K, F<sub>1</sub> e F<sub>2</sub> obtidos nas tabelas de AOKI &VELLOSO em função do SPT e  $\alpha$ , K obtidos através do CPT.

Camada	$\alpha_{tabela}$	$\alpha_{ m CPT}$	K <sub>tabela</sub>	K <sub>CPT</sub>	F1	F2
0→6m	3,0	3,56	330	389,1	1,75	3,50
6-→14m	3,0	8,58	250	355,7	1,75	3,50

Quadro 4.20 - Resultados da aplicação da fórmula de AOKI & VELLOSO.

Parâmetros	$Q_{lu}(kN)$	Q <sub>pu</sub> (kN)	$Q_u(kN)$
fc e qc (CPT)	312	38	350
$\alpha e K(SPT)$	101	29	130

Quadro 4.21 -Relação entre os resultados de carga de ruptura total, lateral e ponta, obtidos na prova de carga estática e pelo método de AOKI-VELLOSO.

Parâmetros	Qtupe/Qtucale	Q <sub>pucalc</sub> / Q <sub>pupc</sub>	Queale/ Qupe
fc e qc(CPT)	1,43	0,90	1,33
$\alpha e K(SPT)$	0,46	0,68	0,50

Quadro 4.22 - Através do resultado da prova de carga estática pode-se verificar qual seria o valor para os parâmetros F1 e F2, que resultasse em  $Q_{upc}$ /  $Q_{ucalc} = 1$  de AOKI & VELLOSO (com base nos dados do CPT).

Camada	F2 <sub>calc</sub>	F1 <sub>calc</sub>	F2 <sub>tab</sub> /F2 <sub>calc</sub>	F1 <sub>tab</sub> /F1 <sub>calc</sub>
0→6m	1,59		2,20	1,97
<u>6→14m</u>	7,73	1,47	0,45	1,19

#### - Fórmula de PEDRO PAULO VELLOSO (1981)

Para a utilização desta fórmula foram considerados os resultados obtidos do ensaio de penetração contínua (CPT).

Quadro 4.23 - Parâmetros utilizados para obtenção das cargas última total, lateral e ponta, na fórmula de P. P. VELLOSO.

α	λ	β	qcp (kPa)
1,0	1,0	0,936	2557

Quadro 4.24 - Resultados da aplicação da fórmula de P. P. VELLOSO.

$Q_{hu}(kN)$	Q <sub>pu</sub> (kN)	$Q_u(kN)$
1092	61	1153

Quadro 4.25 - Relação entre os resultados de carga de ruptura total, lateral e ponta, obtidos na prova de carga e pela utilização da fórmula de P. P. VELLOSO.

Qlupe/ Qlucale	Qpucalc/ Qpupc	Qucale/Qupc
5,0	1,43	4,34

#### - Fórmula de PHILIPPONAT (1978)

Para a utilização desta fórmula, é necessário ter em mãos resultados de ensaios de penetração contínua (CPT). Para o caso específico deste trabalho, optou-se por obter a

carga de ruptura lateral de duas maneiras: na primeira utilizou-se fc obtido do ensaio de CPT e, na segunda, o mesmo foi obtido por  $qc_{CPT}/\alpha_f$ .

Quadro 4.26 - Parâmetros utilizados para obtenção da carga de ruptura total, lateral e ponta, na fórmula de PHILIPPONAT.

$\alpha_{\rm s}$	$\alpha_{ m f}$	α <sub>p (0→6m)</sub>	α <sub>p (6→14m)</sub>
60	1,25	0,50	0,45

Quadro 4.27 - Resultados da aplicação da fórmula de PHILIPPONAT.

Parâmetros	$Q_{hu}(kN)$	Q <sub>pu</sub> (kN)	Q <sub>u</sub> (kN)
fu	1366	30	1396
fu=qc/α <sub>s</sub>	321	30	351

Quadro 4.28 - Relação entre os resultados de carga de ruptura total, lateral e ponta, obtidos na prova de carga e pela utilização da fórmula de PHILIPPONAT.

Parâmetros	Q <sub>lucalc</sub> / Q <sub>lupc</sub>	Qpucale/ Qpupe	Qucalc/ Qupc
fu	6,25	0,70	5,26
fu=qc/ $\alpha_s$	1,47	0,70	1,33

#### - Fórmula de DECOURT & QUARESMA (1978)

Esta utiliza apenas a resistência à penetração (N), obtida no ensaio de sondagem à percussão (SPT).

Quadro 4.29 - Parâmetros utilizados para obtenção da carga de ruptura total, lateral e ponta,na fórmula de DECOURT & QUARESMA.

N <sub>lateral</sub> (SPT)	$\overline{N}_{p}$	K (kPa)
metro a metro	8	200

Quadro 4.30 - Resultados da aplicação da fórmula de DECOURT & QUARESMA.

Q <sub>iu</sub> (kN)	Q <sub>pu</sub> (kN)	Q <sub>u</sub> (kN)
226	47	267

Quadro 4.31 - Relação entre os resultados de carga de ruptura total, lateral e ponta, obtidos na prova de carga e pela utilização da fórmula de DECOURT & QUARESMA.

Qlucale/Qlupe	Qpucale/ Qpupe	Queate/Qupc
1,03	0,95	1,02

#### - Fórmula de MEYERHOF (1976)

Esta expressão, estabelecida para solos não coesivos, pode ser estendida para o caso em estudo. Para a estaca cravada é possível estabelecer fu a partir da resistência à penetração (N).

Quadro 4.32 - Parâmetros utilizados para obtenção da carga de ruptura total, lateral e ponta, na fórmula de MEYERHOF.

$Z_{e}(m)$	St	Pt
1,80	1,0	1,0

Quadro 4.33 - Resultados da aplicação da fórmula de MEYERHOF.

Q <sub>lu</sub> (kN)	Q <sub>pu</sub> (kN)	Q <sub>u</sub> (kN)
87	61	148

Quadro 4.34 - Relação entre os resultados de carga de ruptura total, lateral e ponta, obtidos na prova de carga e pela utilização da fórmula de MEYERHOF.

Qlucale/ Qlupe	Q <sub>pucaic</sub> / Q <sub>pupe</sub>	Qucale/ Qupc
0,40	1,43	0,56

#### 4.1.1.2.2 - Fórmulas Baseadas em Dados de Cravação (Métodos Dinâmicos)

Para a obtenção dos valores de capacidade de carga, utilizaram-se os seguintes parâmetros:

Quadro 4.35 - Parâmetros obtidos através do equipamento de cravação e da cravação das estacas.

P <sub>mart</sub>	S	h	P <sub>est</sub>	C(queda livre)
1650 kg	1,1 cm/golpe	50cm	890 kg	2,5

#### - Fórmula dos HOLANDESES

Quadro 4.36 - Resultados da aplicação da fórmula dos HOLANDESES.

$Q_{u}(kN)$	487

Quadro 4.37 - Relação entre os resultados de carga de ruptura total, obtidos na prova de carga e pela utilização da fórmula dos HOLANDESES.

Qucale/ Qupe	1,85

# - Fórmula de BRIX

Quadro 4.38 - Resultados da aplicação da fórmula de BRIX.

Q <sub>u</sub> (kN)	170

Quadro 4.39 - Relação entre os resultados de carga de ruptura total, obtidos na prova de carga e pela utilização da fórmula de BRIX.

Qucale/ Qupc	0,65
• · · ·	•

# - Fórmula do ENGENEERING NEWS

Quadro 4.40 - Resultados da aplicação da fórmula do ENGENEERING NEWS.

$Q_{u}$ (kN)	229
<u></u>	

Quadro 4.41 - Relação entre os resultados de carga de ruptura total, obtidos na prova de carga e pela utilização da fórmula do ENGENEERING NEWS.

Qucale/ Qupe0,88	
------------------	--

MÉTODOS	Q <sub>lu</sub> (kN)	Q <sub>pu</sub> (kN)	Q <sub>u</sub> (kN)	$Q_{lucalc}/Q_{lupc}$	Qpucale/Qpupe	$Q_{ucalc}/Q_{ucalc}$
BEREZANTZEV	182	32	214	0,83	0,75	0,81
MEYERHOF*	294	39	333	1,33	0,91	1,27
MEYERHOF <sup>#</sup>	234	39	273	1,06	0,91	1,04
SKEMPTON	281	38	319	1,28	0,88	1,22
AOKI (CPT)	312	38	350	1,43	0,90	1,33
AOKI (SPT)	101	29	130	0,46	0,68	0,50
P.P.VELLOSO	1092	61	1153	5,00	1,43	4,34
PHILIPPONAT(fu)	1366	30	1396	6,25	0,70	5,26
PHILIPPONAT(qc/as)	321	30	351	1,47	0,70	1,33
DECOURT	226	41	267	1,03	0,95	1,02
MEYERHOF	87	61	148	0,40	1,43	0,56
HOLANDESES			487			1,85
BRIX			170			0,65
ENG. NEWS			229			0,88

Quadro 4.42 - Resultados da previsão de capacidade de carga de todos os métodos utilizados e sua relação com o resultado da primeira prova de carga.

\* Ks.tango (MEYERHOF, 1976)

<sup>#</sup> K<sub>s</sub>.tangδ (VÉSIC, 1975b)

#### 4.1.2 - Previsão de Recalques

Para o cálculo dos recalques por todos os métodos de previsão da curva Carga versus Deslocamento apresentados neste trabalho, utilizaram-se os mesmos estágios de carregamento da prova de carga (exceto a carga de ruptura).

Para a obtenção do valor do recalque elástico ( $s_e$ ) pelos métodos de POULOS (1972), NAIR (1963), CASSAN (1966) e BUTTERFIELD & BANERJEE (1971), foi utilizada a Equação 2.61, proposta por VÉSIC (1969, 1975a).

Como a estaca está cravada em terreno onde, ao longo da profundidade, distingüem-se três camadas, cujo valor do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson são significativamente diferentes, será calculada a altura equivalente à primeira e segunda camadas, em relação ao módulo de elasticidade da terceira camada, como cita DIAS (1977). Isto é necessário para o cálculo de recalque pelos métodos que não consideram a camada heterogênea.

Neste item apresentar-se-ão os resultados obtidos pela aplicação das fórmulas de previsão de recalques para as cargas anteriores à carga de ruptura e também o gráfico de Carga *versus* Deslocamento, onde, além das curvas obtidas através da utilização destas fórmulas, estará incluída, a curva da prova de carga.

# - Cálculo da Altura Equivalente

Para o cálculo da altura equivalente são necessários os valores do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson. O módulo de elasticidade foi determinado através de ensaios triaxiais, utilizando-se a inclinação da reta secante. O coeficiente de Poisson foi adotado, tomando-se por base os valores propostos por POULOS & DAVIS (1980). Apresentam-se no Quadro 5.43 os valores do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson.

Quadro 4.43 - Valores do Módulo de Elasticidade do Solo (E<sub>s</sub>) e do Coeficiente de Poisson (v) em função da profundidade.

PROFUNDIDADE	TIPO DE SOLO	E <sub>s</sub> (kPa)	ν
$0 \rightarrow 6 \text{ m}$	ARGILA SILTO-ARENOSA	3460	0,40
$6 \rightarrow 10 \text{ m}$	SILTE ARGILO-ARENOSO	15900	0,30
$10 \rightarrow 14 \text{ m}$	SILTE ARGILO-ARENOSO	27200	0,30

Os valores da altura equivalente  $he_1$  e  $he_2$ , utilizando a Equação 2.58, são apresentados no Quadro 4.44.

PROFUNDIDADE	$h_{eq}(m)$
$0 \rightarrow 6 \text{ m}$	3,34
$6 \rightarrow 10 \text{ m}$	2,94
$10 \rightarrow 14 \text{ m}$	4,00

Quadro 4.44 - Valores da altura equivalente para a primeira camada (he<sub>1</sub>) e para a segunda camada (he<sub>2</sub>).

Portanto somando-se os valores obtidos dessa tabela, obtém-se uma altura total equivalente (L<sub>eq</sub>), de 10,28m.

O módulo de elasticidade utilizado nos cálculos, foi o obtido pela instrumentação da secção de referência da estaca ( $E_e = 24.398.000$  kPa).

# - Método de VÉSIC (1969, 1975a)

Neste método o recalque é calculado através do somatório das parcelas de recalque devidas: ao encurtamento elástico da estaca, da carga transmitida na ponta e da carga transmitida ao longo do fuste. Os parâmetros utilizados por este método são apresentados no Quadro 4.45.

Quadro 4.45 - Valores dos parâmetros utilizados para o cálculo das parcelas de recalque de VÉSIC.

C <sub>s</sub>	C <sub>p</sub>	$A(m^2)$	L (m)	α.	L/d	q <sub>p</sub> (kPa)
0,04	0,092	0,0254	13	0,5	72	1681

Quadro 4.46 - Valores das parcelas de recalque e recalque total, para cada intervalo de carga de VÉSIC.

CARGA	CARGA	CARGA	Se	<b>s</b> p	s <sub>f</sub>	S
TOTAL (kN)	LATERAL (kN)	PONTA (kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
40	39,8	0,2	0,42	0,03	0,23	0,68
80	79,5	0,5	0,84	0,07	0,46	1,37
120	114,5	5,5	1,31	0,72	0,66	2,69
160	146,5	13,6	1,82	1,77	0,85	4,44
200	180,2	19,8	2,31	2,57	1,04	5,92
240	208,5	31,5	2,85	4,10	1,21	8,16

#### - Método de POULOS (1972)

O recalque obtido através da utilização do método proposto por POULOS (1972) será somado ao valor do recalque elástico obtido pelo método de VÉSIC (1969,1975a).

Quadro 4.47 - Valores dos parâmetros utilizados para o cálculo de recalque de POULOS.

R <sub>A</sub>	E <sub>s</sub> (kPa)	d/d <sub>b</sub>	$L_{eq}/d$	le	$L_{eq}/l_{c}$
1	27183	1	57	7,0m	1,47

Quadro 4.48 - Valor dos fatores, obtidos através dos gráficos propostos por POULOS e os obtidos através de equações.

K	Io	R <sub>k</sub>	R <sub>h</sub>	R <sub>v</sub>	R <sub>b</sub>	I
860	0,049	1,40	0,77	0,93	0,62	0,030

Quadro 4.49 - Valores de recalque obtidos através da fórmula de POULOS, para cada estágio de carga aplicada.

CARGA	S <sub>pf</sub>	Se	S
TOTAL (kN)	(mm)	(mm)	(mm)
40	0,24	0,42	0,66
80	0,49	0,84	1,33
120	0,74	1,31	2,05
160	0,98	1,82	2,80
200	1,23	2,31	3,54
240	1,47	2,85	4,32

#### - Método de NAIR (1963)

Para a obtenção do recalque através da Equação 2.68, proposta pelo autor, utilizou-se a Figura 2.13 com o valor de  $L_{eq}=L/r = 114$ , então:

$$\frac{\mathrm{E_{s}}.\mathrm{s_{pf}}.\mathrm{r}}{\mathrm{Q}} = 0,026$$

Portanto, o recalque total (S) é obtido pela soma do valor de  $s_{pf}$  à parcela de recalque elástico (s<sub>e</sub>).

Quadro 4.50 - Valores de recalque obtidos através da fórmula de NAIR, para cada estágio de carga aplicada.

CARGA	\$pf	Se	S
TOTAL (kN)	(mm)	(mm)	(mm)
40	0,43	0,42	0,85
80	0,85	0,84	1,69
120	1,28	1,31	2,59
160	1,70	1,82	3,52
200	2,13	2,31	4,44
240	2,55	2,85	5,40

# - Método de CASSAN (1966)

Para o cálculo de recalque é necessário se obter os valores R e B a partir das Equações 2.70 e 2.71, propostas pelo autor, em função do módulo de elasticidade do solo, coeficiente de Poisson e a constante ( $I_0$ ), para o caso de estacas cravadas ou escavadas.

Quadro 4.51 - Valores obtidos de R e B, e o valor adotado de Io.

R (kPa)	B (kPa)	$I_{o}(m)$
127460	34850	0,30

Quadro 4.52 - Valores de recalque obtidos através da fórmula de CASSAN, para cada estágio de carga aplicada.

CARGA	<b>S</b> <sub>pf</sub>	Se	S
TOTAL (kN)	(mm)	(mm)	(mm)
40	0,33	0,42	0,75
80	0,66	0,84	1,50
120	1,00	1,31	2,31
160	1,33	1,82	3,15
200	1,66	2,31	3,97
240	1,92	2,85	4,77

#### - Método de BUTTERFIELD & BANERJEE (1971)

Os autores utilizam a Figura 2.13 para a obtenção do produto da Equação 2.73. Para tanto é necessário calcular os valores de  $\lambda$  e G, em função das características da estaca e do solo.

Quadro 4.53 - Valores de  $\lambda$  e G utilizados na equação proposta por BUTTERFIELD & BANERJEE.

λ	G (kPa)	Q/S.G.d
6000 <sub>(adotado)</sub>	10455	58

Quadro 4.54 - Valores de recalque obtidos através da fórmula de BUTTERFIELD & BANERJEE, para cada estágio de carga aplicada.

CARGA	<b>S</b> <sub>pf</sub>	Se	S
TOTAL (kN)	(mm)	(mm)	(mm)
40	0,37	0,42	0,79
80	0,73	0,84	1,57
120	1,10	1,31	2,41
160	1,47	1,82	3,29
200	1,83	2,31	4,14
240	2,20	2,85	5,05

# - Método de AOKI & LOPES (1975)

Para o cálculo do recalque  $(s_{pf})$  através deste método utilizou-se o programa apresentado por ALONSO (1991). Para a obtenção do recalque elástico  $(s_e)$  utilizou-se a expressão sugerida por ALONSO (1991), a qual leva em consideração a carga transferida ao longo do fuste da estaca.

NÚMERO°N° SUB-DIVISÕESXpYpZpTRAPÉZIOSTRAPÉZIO2001400

Quadro 4.55 - Dados utilizados para a entrada no programa.

CARGA	40 kN	80 kN	120 kN	160 kN	200 kN	240 kN
f <sub>1</sub> (kN/cm)	0,032	0,058	0,076	0,091	0,109	0,126
f <sub>2</sub> (kN/cm)	0,028	0,056	0,114	0,160	0,205	0,238
PONTA (kN)	0,20	0,50	5,50	13,60	19,80	31,50

Quadro 4.56 - Valores de f<sub>1</sub>, f<sub>2</sub> e carga na ponta, para cada nível de carregamento da prova

de carga.

Quadro 4.57 - Valores de recalque obtidos através do método AOKI & LOPES, para cada estágio de carga aplicada.

CARGA	<b>S</b> pf	Se	S
TOTAL (kN)	(mm)	(mm)	(mm)
40	0,02	0,25	0,27
80	0,04	0,47	0,51
120	1,10	0,68	2,78
160	2,13	0,89	3,02
200	2,98	1,11	4,09
240	4,26	1,33	5,59

Apresenta-se a seguir (Figura 4.2), as curvas de deslocamento para cada método utilizado na obtenção de recalques e no Quadro 4.58 os recalques para 120kN e 240kN, bem como sua relação com o resultado da primeira prova de carga.

Quadro 4.58 - Valores de recalque para as cargas de 120 e 240kN, obtidos de cada método de previsão e sua relação com o resultado da primeira prova de carga.

MÉTODOS	Scale.	(mm)	Scale./Spc.	
	120 kN	240 kN	120 kN	240 kN
VÉSIC	2,69	8,16	5,00	1,47
POULOS	2,05	4,32	3,85	0,78
NAIR	2,59	5,40	5,00	0,97
CASSAN	2,31	4,77	4,35	0,85
BUTTERFIELD	2,41	5,05	4,55	0,91
AOKI & LOPES	2,78	5,59	5,24	1,00



Figura 4.2 - Gráfico de Carga *versus* Deslocamento dos valores obtidos na utilização das fórmulas e prova de carga.

# 4.1.3 - Transferência de Carga

Serão apresentados a seguir os valor do Módulo de Elasticidade obtido na secção de referência da estaca através da instrumentação interna, as curvas de Transferência de Carga e a Distribuição do Atrito Lateral ao longo do fuste em cada nível.

Dos quatro níveis instrumentados, instalados na estaca (0,60m; 5,00m; 10,00m e 14,00m), aquele situado a 5,00m não apresentou bom funcionamento. Desta maneira, as análises referem-se aos dados de instrumentação obtidos a 0,60m, 10,00m e 14,00m.

Quadro 4.59 - Valores de tensão e deformação para cada estágio de carregamento - 1<sup>ª</sup> prova de carga.

CARGA (kN)	TENSÃO (kPa)	DEFORMAÇÃO
0	0	0
40	1574	0,000066
80	3149	0,000128
120	4724	0,000190
160	6299	0,000256
200	7874	0,000318
240	9448	0,000385
262	10314	0,000428

Quadro 4.60 - Valores da carga transferida para cada nível e estágio na primeira prova de carga.

		CARGA	
CARGA NO ESTÁGIO	RGA NO ESTÁGIO CARGA TRANSFERIDA (kN)		
(kN)		PONTA	
		(% DA CARGA	
			TOTAL)
	NÍVEL 2 - 10m	NÍVEL 3 - 14m	
0	0	0	0
40	11,4	0,2	0,5
80	27,4	0,5	0,6
120	51,2	5,5	4,6
160	77,7	13,6	8,5
200	101,8	19,8	9,9
240	126,8	31,5	13,1
262	139,0	42,2	16,1



Figura 4.3 - Gráfico de Tensão *versus* Deformação obtido através da secção de referência da estaca - 1<sup>ª</sup> prova de carga.



Figura 4.4 - Transferência de carga ao longo da profundidade - 1ª prova de carga.



Figura 4.5 - Distribuição do atrito lateral ao longo do fuste - 1ª prova de carga.
#### 4.1.4 - Carga Residual

Neste Item serão apresentados os valores dos parâmetros  $\mu$  (efeito da carga residual na ponta), k (rigidez relativa solo - fuste) e  $\lambda$  (rigidez relativa solo - fuste/ponta), calculados a partir das expressões propostas por MASSAD (1993). Também se apresentam curva teórica da Carga *versus* Recalque e os dados relativos à carga residual na ponta (14m) e no nível 10m da estaca, obtidos através da leitura dos instrumentos, até o 44° dia após a prova de carga. Para se ter certeza que as variações dos valores lidos não eram devidos a problemas na caixa de leitura, tomaram-se por referência três barras instrumentadas da mesma maneira, as quais permaneceram em laboratório. Durante todo o período não houve variação nas leituras destas barras, feitas sempre no mesmo horário (9:00 hs).



Figura 4.6 - Atrito lateral unitário - 1ª prova de carga.



Figura 4.7 - Reação de ponta real e fictícia- 1ª prova de carga.

K <sub>r1</sub>	68857 kN/m
K <sub>r2</sub>	154927 kN/m
Kr	47670 kN/m
Ap	$0,0254 \text{ m}^2$
$L_1 = h_{eq}$	9 m
L <sub>2</sub>	4 m

Quadro 4.61 - Dados da estaca

Qua	iro	4.62 -	Parâmetros	do	solo	obtidos	por	cálculo	- 1	* prova	de	carga.
-----	-----	--------	------------	----	------	---------	-----	---------	-----	---------	----	--------

<u> </u>	0,71
k2	0,31
m <sub>2</sub>	0,064
m <sub>eq</sub>	0,96
Zl	0,84
$Z_2$	0,56
β2	0,536
μι	1,23
ļl <sub>2</sub>	1,14
r	1,50
λ	0,81
B <sub>R</sub>	6900 kN/m
R <sub>R</sub>	1033000 kN/m
<b>Y</b> ir	1,56 mm
Y2R	2,00 mm

TRECHO	CARGA (kN)	DESLOCAMENTO (mm)
0 - 3	173,1	3,08
3 - M	240,0	4,40
M - 4=5	268,6	9,48
5 - 6	268,6	54,13
6 - 7	137,5	52,48
7 - 8	110,0	52,02
8 - 9	0	49,13

Quadro 4.63 - Valores de carga e deslocamento teóricos - 1ª prova de carga.



Figura 4.8 - Curvas Carga *versus* Deslocamento obtidas da primeira prova de carga e método teórico.

DIAS	NIVEL 10m (kN)	PONTA (14m) (kN)
0	27,3	16,4
1	18,6	14,7
2	18,3	11,6
3	18,1	9,9
4	18,0	9,2
5	17,5	8,7
6	17,2	8,1
7	17,1	7,2
8	17,0	6,3
9	17,0	5,1
10	16,7	3,6
11	16,2	3,3
12	15,9	2,8
13	15,7	2,2
14	15,5	1,6
16	15,2	0,9
21	14,8	0,6
23	14,3	0,0
28	13,9	-0,5
30	13,5	-1,8
34	12,9	-2,5
37	12,3	-3,0
44	11,3	-3,6

Quadro 4.64 - Valores da carga residual para o nível 10m e ponta (14m) - 1ª prova de carga.



Figura 4.9- Gráfico de variação da carga residual ao longo do tempo - 1ª prova de carga.

#### 4.2 - Segunda Prova de Carga Estática

Serão apresentados neste item os resultados de Carga versus Deslocamento, Transferência de Carga e Carga Residual, obtidos através da realização da segunda prova de carga.

CARGA (kN)	DESLOCAMENTO (mm)	
0	0	
40	0,16	
80	0,46	
120	0,77	
160	1,23	
200	1,858	
234	56,79	
200	57,05	
150	56,90	
100	55,8	
50	55,64	
0	53.31	

Quadro 4.65 - Valores de deslocamentos obtidos na segunda prova de carga estática.



Figura 4.10 - Curva Carga versus Deslocamento da segunda prova de carga estática.

CARGA (kN)	DESLOCAMENTO (mm)
0	0
40	0,27
80	0,37
120	0,53
160	1,56
200	2,77
240	5,58
262	54,13
220	54,37
165	54,24
110	53,75
55	52,16
0	51,69
40	51,85
80	52,15
120	52,46
160	52,95
200	53,54
234	108,48
200	108,74
150	108,59
100	107,49
50	107,33
0	105,00

Quadro 4.66 - Valores de deslocamento acumulado, obtidos na primeira e segunda provas de carga.

Quadro 4.67 - Índices pluviométricos anteriores a primeira e segunda provas de carga.

11/01/96	2,0
12/01/96	13,2
13/01/96	1,2
14/01/96	24,8
15/01/96	15,0
16/01/96	24_4
17/01/96	0
18/01/96	0
19/01/96 ***	0
-	12/01/96 12/01/96 13/01/96 14/01/96 15/01/96 16/01/96 17/01/96 18/01/96 19/01/96 ***

\*\*\* PROVA DE CARGA



Figura 4.11 - Curva Carga versus Deslocamento das duas provas de carga (separadas).



Figura 4.12 - Curva Carga versus Deslocamento das duas provas de carga (sobrepostas).

#### 4.2.1 - Transferência de Carga

De acordo com o valor do Módulo de Elasticidade obtido na secção de referência da estaca, igual a 24.398.000 kPa, através de instrumentação interna, obtiveram-se as curvas de Carga Aplicada *versus* Carga no Nível Instrumentado e a Distribuição do Atrito Lateral ao longo do fuste para a segunda prova de carga.

Quadro 4.68 - Valores da carga transferida para cada nível e estágio da segunda prova de carga.

CARGA			CARGA
NO	CARGA TRAN	NA	
ESTÁGIO		PONTA	
(kN)		(% DA CARGA	
			TOTAL)
	NÍVEL 2 - 10 m	NIVEL 3 - 14m	
0	0	0	0
40	26,7	6,0	15,0
80	43,1	10,7	13,4
120	59,6	14,1	11,8
160	84,9	16,9	10,6
200	110,1	29,6	14,8
234	127,0	39,3	16,8



Figura 4.13 - Transferência de carga ao longo da profundidade - 2ª prova de carga.



Figura 4.14 - Distribuição do atrito lateral ao longo do fuste - 2ª prova de carga.

#### 4.2.2 - Carga Residual

Neste ítem serão apresentados os valores dos parâmetros  $\mu$  (efeito da carga residual na ponta), k (rigidez relativa solo - fuste) e  $\lambda$  (rigidez relativa solo - fuste/ponta), calculados a partir das expressões propostas por MASSAD (1994). Também se apresentam os dados do comportamento da carga residual na ponta (14m) e no nível 10m da estaca, ao fim da segunda prova de carga e até 5 meses após.



Figura 4.15 - Atrito lateral unitário - 2ª prova de carga.



Figura 4.16 - Reação de ponta real e fictícia - 2ª prova de carga.

Foram utilizados os dados da estaca (Quadro 4.61), para a obtenção dos parâmetros do solo da segunda prova de carga.

k1	1,55
<u>k</u> 2	0,57
m_2	0,24
m	0,79
Z1	1,24
Z2	0,75
β <sub>2</sub>	0,73
U	1,25
$\mu_2$	1,19
T	1,36
λ	0,98
B <sub>R</sub>	1220 kN/m
R <sub>R</sub>	563500 kN/m
Y1R	1,98 mm
Y2R	1,80 mm

Quadro 4.69 - Parâmetros do solo obtidos por cálculo - 2ª prova de carga.

Quadro 4.70 - Valores de carga e deslocamento teóricos - 2ª prova de carga.

TRECHO	CARGA (kN)	DESLOCAMENTO (mm)
0 - 3	108	1,25
3 - M	200	2,76
M - 4=5	263	4,53
5 - 6	263	56,79
6 - 7	132	54,83
7 - 8	50	54,08
8 - 9	0	52,56



Figura 4.17 - Curvas de Carga versus Deslocamento da segunda prova de carga e método teórico.

DIAS	NÍVEL 10m (kN)	PONTA (14m) (kN)
1	9,2	2,7
2	8,4	2,2
3	8,2	2,2
4	7,7	1,9
5	6,5	1,2
6	6,3	1,0
7	5,8	0,5
8	4,8	0,2
9	4,3	0,0
12	3,1	-0,7
15	2,4	-1,0
16	1,7	-1,5
17	1,9	-1,5
19	0,5	-1,2
22	0,0	-1,9
24	-0,2	-2,2
26	-0,7	-2,7
33	-1,9	-3,1
37	-1,9	-3,1
39	-1,9	-3,1
43	-2,2	-3,1
52	-2,2	-3,1
59	-2,7	-3,1
66	-3,9	-3,1
88	-5,8	-3,4
95	-5,8	-3,1
106	-6,0	-2,7
114	-6,0	-1,9
128	-5,3	-1,2
142	-4,8	-0,2
152	-4,6	1,2

Quadro 4.71 - Valores da carga residual para o nível 10m e ponta (14m) - 2ª prova de carga.



Figura 4.18 - Gráfico de variação da carga residual ao longo do tempo - 2ª prova de carga.

## ANÁLISE DOS RESULTADOS

Apresenta-se neste capítulo a análise de todos os resultados obtidos nos estudos propostos por este trabalho:

- Capacidade de carga (prova de carga dinâmica, sistema repicômetro e prova de carga estática)

- Previsão da capacidade de carga (métodos teóricos e métodos empíricos/semiempíricos)

- Previsão de recalque
- Transferência de carga
- Carga residual

Para a primeira prova de carga todos estes itens são analisados. Para a segunda prova de carga analisa-se a transferência de carga e carga residual.

#### 5.1 - Capacidade de Carga

Os valores da carga total última (Q<sub>u</sub>), obtidos através das análises CAPWAPC (208, 216 e 240 kN), Case (213, 248 e 255 kN) e IPT Case (200, 243 e 224 kN), das estacas 1, 2 e 3, respectivamente, foram analisados individualmente para cada estaca. O resultados obtidos através das três analises para a estaca 1 situaram-se bem próximos, como se pode notar através do desvio padrão (Quadro 4.4 - pág. 97); para as estacas 2 e 3 os resultados ficaram um pouco distantes em relação à estaca 1.

No caso do Repicômetro, verificou-se que as duas estacas analisadas (1 e 3) obtiveram valores de  $Q_u$  muito diferentes entre as fórmulas analisadas; UTO et al.(estaca 1 = 346 kN e estaca 3 = 319 kN) e CHELLIS-VELLOSO (estaca 1 = 186 kN e estaca 3 = 175 kN) (Quadro 4.5 - pág. 97). Comparando estes resultados com os obtidos na prova de carga estática, observa-se, portanto, que a fórmula de UTO et al. forneceu valores acima, por volta de 330 kN. Em relação a CHELLIS-VELLOSO, os valores estão em um nível inferior, da ordem de 180 kN. Porém para este caso deve-se utilizar a fórmula de CHELLIS-VELLOSO, pois a fórmula de UTO et al. foi desenvolvida para estacas com ponta em areia compacta.

Através dos dados apresentados no Quadro 4.8 (pag. 99), pode-se observar que, quanto às cargas lateral e de ponta, os resultados obtidos através das provas de carga estática e dinâmica estão próximos; o mesmo não acontecendo com o resultado obtido pelo Repicômetro. Em relação à carga total, os resultados obtidos pelos três métodos ficaram bem próximos, não ocorrendo a mesma variação das cargas lateral e ponta resultantes do Repicômetro.

#### 5.2 - Previsão da Capacidade de Carga

#### 5.2.1 - Métodos Teóricos

#### - BEREZANTZEV (1957, 1961) e NORDLUND (1963)

Este método, em conjunto com o proposto por NORDLUND (1963), mostrou-se adequado para a obtenção da carga última ( $Q_{ucale}/Q_{upc} = 0,81$ ), fornecendo os valores próximos aos obtidos na prova de carga (Quadro 4.12 - pág. 100).

#### - MEYERHOF (1976, 1977)

Como se pode verificar, os resultados obtidos através da fórmula proposta pelo autor se situaram próximos ao valor da prova de carga. Uma das maiores dificuldades está na obtenção do valor de Ks.tangô, pois não existe um valor proposto para o caso em particular. Optou-se, então por utilizar os métodos de MEYERHOF(1976) ( $Q_{ucale}/Q_{upc} = 1,27$ ) e VÉSIC (1975b) ( $Q_{ucale}/Q_{upc} = 1,04$ ). A sugestão do primeiro autor se aplica a argilas moles a médias e a do segundo, para argilas consolidadas. Portanto, devido à diferença do valor de Ks.tangô obtido, segundo a sugestão de cada autor, verificou-se que o melhor resultado foi obtido na utilização na fórmula sugerida por VÉSIC (1975b) (Quadro 4.15 - pág. 101).

Com o resultado obtido para a carga lateral através da prova de carga, pode-se sugerir um valor de Ks.tang $\delta$  para este trabalho igual 0,29, o qual se situa dentro do intervalo sugerido pelos estudos de VÉSIC (1975b), que é de 0,16 a 0,35.

#### - SKEMPTON (1951)

Através do valor obtido de carga última ( $Q_{ucalc}/Q_{upc} = 1,22$ ) (Quadro 4.18 - pág. 101), pode-se dizer que a fórmula se adequou bem ao caso em estudo, fornecendo também valores de cargas lateral ( $Q_{hucalc}/Q_{hupc} = 1,28$ ) e ponta ( $Q_{pucalc}/Q_{pupc} = 0,88$ ) próximos aos da prova de carga estática.

#### 5.2.2 - Métodos Empíricos e Semi-Empíricos

#### - AOKI &VELLOSO (1975)

Analisando os valores de  $\alpha(f_c/q_c)$  e K(q\_/N) (Quadro 4.19 - pág. 102), verifica-se que para a primeira camada os valores obtidos nos ensaios estão próximos do proposto pelo autor, o que não se pode afirmar para a segunda camada. Neste caso o primeiro parâmetro está 186% maior do que o proposto, e o segundo, 43%.

Pode-se notar através do Quadro 4.20 (pág. 102), que há uma grande diferença de valores de carga última obtida quando se utilizam parâmetros de SPT (130 kN) e CPT (350 kN). Comparando estes resultados com os obtidos da prova de carga estática, verifica-se que para o caso do SPT está 50% inferior e para o CPT 33% superior, esta diferença ocorre principalmente devido a carga lateral calculada. Os resultados de carga última de ponta obtidos através da fórmula, estão bem próximos do obtido na prova de carga.

Através do Quadro 4.22 (pág. 103), que apresenta os valores dos parâmetros  $F_2$  e  $F_1$ , calculados a partir da prova de carga, pode-se verificar que os resultados de  $F_2$  e  $F_1$  da primeira camada e  $F_2$  da segunda camada estão longe do proposto pelos autores; isto não ocorre para o valor de  $F_1$  da segunda camada ( $\alpha$  e K obtidos dos dados do CPT).

#### - P. P. VELLOSO (1981)

Pode-se observar através dos Quadros 4.24 (pág. 103) e 4.25 (pág. 103), que a utilização da fórmula de P. P..VELLOSO requer cautela, pois alcança valores de carga última ( $Q_u = 1153 \text{ kN}$ ) e lateral ( $Q_{lu} = 1092 \text{ kN}$ ) muito altos, aproximadamente quatro vezes o valor obtido na prova de carga. Há uma diferença razoável entre o resultado da carga lateral última obtida na prova de carga e através da fórmula; isto pode conduzir a um resultado de carga última muito otimista; quanto à carga de ponta, pode-se considerar que houve um resultado muito próximo ao encontrado na prova de carga.

#### - PHILIPPONAT (1978)

No Quadro 4.27 (pág. 104), observa-se diferença razoável entre o resultado da carga última obtido na prova de carga e o obtido através da fórmula, quando se utilizam os valores de f<sub>u</sub> do CPT ( $Q_{ucalc} / Q_{upc} = 5,26$ ). Isto indica que se deve tomar muito cuidado neste caso, pois pode conduzir a um resultado de carga última muito otimista; quando se utiliza valor de f<sub>u</sub> calculado com base nos valores de q<sub>c</sub> e  $\alpha_s$ , o resultado se aproxima do obtido na prova de carga ( $Q_{ucalc}$  /  $Q_{upc}$  = 1,33) (Quadro 4.28 - pág. 104). Quanto à carga de ponta, pode-se dizer que esta fórmula forneceu um resultado muito próximo ao encontrado na prática.

#### - DECOURT & QUARESMA (1978)

Esta fórmula forneceu resultado muito próximo ao obtido na prova de carga, em relação à carga última ( $Q_{ucale} / Q_{upc} = 1,02$ ). As cargas lateral e de ponta calculadas também forneceram valores bastante aceitáveis, com uma diferença máxima de 5% em relação ao ensaio (Quadro 4.30 - pág. 104).

#### - MEYERHOF (1976, 1977))

A fórmula de MEYERHOF mostrou-se conservadora para a previsão da carga última, apresentando um valor 56% do obtido na prova de carga (Quadro 4.34 - pág 105). A carga lateral calculada apresentou um valor 40%.

#### 5.2.3 - Métodos Dinâmicos

Com a utilização das fórmulas dinâmicas, notou-se que há uma diferença razoável entre os resultados obtidos (Quadros 4.36, 4.38 e 4.40 - pág. 106) . A fórmula dos HOLANDESES ( $Q_{ucalc}$ /  $Q_{upc} = 1,85$ ) chegou a um valor bem acima do real, a de BRIX ( $Q_{ucalc}$  /  $Q_{upc} = 0,65$ ) um resultado abaixo e a do ENGENEERING NEWS ( $Q_{ucalc}$  /  $Q_{upc} = 0,88$ ), bem próximo.

#### 6.3 - Previsão de Recalque

Conforme o gráfico da Figura 4.2 (pág. 114), pode-se observar que os seis métodos utilizados acompanharam a mesma tendência de recalque. A curva que representa o método de VÉSIC mostra que, a partir da carga de 120 kN, os valores de recalque começam a aumentar. Comparando os resultados obtidos através das fórmulas, com os da prova de carga até a carga de trabalho de 130 kN (determinada através do coeficiente de segurança

igual a 2), verifica-se que todos forneceram valores superiores; isto começa a se inverter somente a partir da carga de 200 kN. Para a carga de 240 kN, o recalque da prova de carga só foi inferior ao previsto no métodos de VÉSIC, e igual ao de AOKI & LOPES.

#### 5.4 - Transferência de Carga

Para obtenção da carga em profundidade foi necessário calcular o Módulo de Elasticidade da estaca. Observa-se através da Figura 4.3 (pág. 116) que o comportamento da instrumentação funcionou perfeitamente, oferecendo maiores garantias quanto aos valores de carga calculados a partir deste elemento.

Com relação à carga na ponta, obtida da primeira prova de carga (Quadro 4.60 - pág. 115 e Figura 4.4 - pág. 117), verifica-se que no primeiro estágio de carregamento houve pouca mobilização, o mesmo acontecendo para o segundo estágio. A partir daí, com a proximidade da saturação do atrito lateral, a reação na ponta foi aumentando a cada estágio, em torno de 3% da carga aplicada, chegando a 16,1% do total, para a carga máxima aplicada. A distribuição do atrito lateral pode ser observado na Figura 4.5 (pág. 118), verificando-se que nos dois primeiros estágios houve comportamento semelhante nas duas camadas; após estes estágios iniciais, a segunda camada foi responsável pela maior parte da absorção do atrito, chegando ao dobro da primeira.

Para a segunda prova de carga, observa-se que já no primeiro estágio a ponta absorve 15% da carga aplicada (Quadro 4.68 - pág. 128), diminuindo até o estágio de 160 kN, e retornando o aumento até a carga de ruptura. O atrito lateral também apresentou comportamento diferente no primeiro estágio, absorvendo, na segunda camada, três vezes mais que na primeira; isto não ocorreu nos estágios subseqüentes, onde a absorção foi duas vezes maior (Figura 4.12 - pág. 127).

#### 5.5 - Carga Residual

Os valores obtidos do parâmetro  $\mu_1$  (1,23 e 1,25) e  $\mu_2$  (1,14 e 1,19), para a 1<sup>a</sup> e 2<sup>a</sup> provas de carga, respectivamente, estiveram de acordo com o tipo de estaca estudada (Quadro 2.13 - pág. 55), isto é, cravada de atrito.

O valor do coeficiente  $k_1$  (0,71 e 1,55) e  $k_2$  (0,31 e 0,57), para a 1<sup>a</sup> e 2<sup>a</sup> provas de carga, respectivamente, menor que 2, indica que tanto a rigidez do solo quanto do material da estaca, segundo MASSAD (1993) será considerada "rígida" (Quadro 2.14 - pág. 57).

O parâmetro  $\lambda$  (0,81 e 0,98) para as duas provas de carga foi menor que 1, indicando, de acordo com o Quadro 2.15 (pág. 60), estaca com deficiência de rigidez de ponta.

Dos valores de carga e recalque teóricos calculados para a primeira e segunda provas de carga (Quadros 4.63 - pág. 121 e 4.70 - pág. 132), verificou-se que: o trecho pseudoelástico atingiu o valor máximo de 173 e 108 kN com um deslocamento de 3,08 e 1,25mm, a carga de ruptura com 269 e 263 kN e um deslocamento residual ao fim do descarregamento de 49,13mm e 52,56mm, respectivamente.

A coleta dos valores da carga de ponta ao longo do tempo indicou que, após a primeira prova de carga, existe um valor de carga aprisionada de compressão (sinal positivo), como se a estaca ainda estivesse com alguma carga aplicada. Isto aconteceu até o 21° dia, sendo que, a partir deste dia, houve uma inversão de carga, acontecendo então a presença de carga de tração (valor negativo). Isto pode ser observado através do Quadro 4.64 (pág. 122) e Figura 4.8 (pág. 121). No nível 10m, até o dia da segunda prova de carga, não foi observado este fenômeno.

O comportamento ocorrido após a segunda prova de carga foi semelhante ao primeiro, estando a diferença no tempo de inversão do sinal da carga de ponta, que foi no 9° dia e no 24° dia após o término da prova de carga, para a ponta e nível 10m, respectivamente. Como se observa no Quadro 4.71 (pág. 134) e Figura 4.17 (pág. 133), a carga de ponta se

estabilizou em um valor negativo entre o  $30^{\circ}$  e  $80^{\circ}$  dia, voltando a variar após este período, o que também foi observado para o nível 10m.

# 6

### CONCLUSÕES

\* A prova de carga dinâmica através das análises CAPWAPC, CASE e IPT-CASE, mostrou confiabilidade como recurso para a determinação das cargas lateral e ponta da estaca. O valor da carga última situa-se 10% abaixo do obtido para a prova de carga estática.

\* O Sistema Repicômetro, quando utilizado em conjunto com a média dos resultados obtidos através das fórmulas de UTO et al. e CHELLIS-VELLOSO, fornece valor de carga última 2% abaixo do obtido na prova de carga estática. Isto demonstra o grande potencial do equipamento, porém dependente de aprimoramento a ser realizado em relação às fórmulas utilizadas para o cálculo. Quando se utilizam as fórmulas individualmente, os resultados são muito discrepantes. Vale ressaltar que a fórmula de Uto et al. é válida somente para estacas com ponta em areia.

\* Os Métodos Teóricos de previsão utilizados se mostraram eficientes na determinação da carga última. Deve-se ressaltar que foram utilizados parâmetros geotécnicos (c,  $\phi \in \gamma_{nat}$ ) determinados para o local, o que nem sempre ocorre na prática da Engenharia.

\* Dos Métodos Empíricos e Semi-Empíricos de previsão de carga última, utilizandose ensaios de campo, o de DECOURT & QUARESMA (1978) foi o que apresentou melhores resultados na previsão de carga lateral e ponta. O valor de carga última previsto foi 2% inferior ao obtido na prova de carga estática. As fórmulas de AOKI & VELLOSO (1975), P. P. VELLOSO (1981), PHILIPPONAT (1978) e MEYERHOF (1976) não apresentaram tal precisão, chegando tanto a valores 400% acima da carga última obtida na prova de carga estática, como a valores 50% abaixo. Mesmo quando a carga última prevista se aproximou do real (35%), as cargas lateral e ponta não apresentaram valores coerentes. Verifica-se o grande potencial destes métodos de previsão por um lado, e por outro, a grande necessidade de adaptá-los a diferentes tipos de solos.

\* Os Métodos Empíricos, que utilizam dados de cravação da estaca, não apresentaram bons resultados, com excessão da fórmula do ENGINEERING NEWS, que forneceu valor de carga última 12,5% abaixo do obtido na prova de carga estática. Porém, este resultado deve ser considerado com cautela, pois, apesar de largamente difundidos na literatura, estas fórmulas apresentam grande variação de resultados.

\* As fórmulas de previsão de recalques mostraram resultados razoáveis na estimativa da curva Carga *versus* Recalque, para valores de carga aplicada até 92% da carga última obtida e bons para 100%, exceto para a fórmula de VÉSIC. Ressalta-se que nos cálculos foram utilizados parâmetros do solo e da estaca, determinados em laboratório, o que nem sempre ocorre na prática da Engenharia.

\* Com relação às cargas últimas obtidas nas provas de carga, verificou-se que na primeira prova de carga 83,9% da carga foi absorvida pelo fuste e 16,1% pela ponta e, na segunda prova de carga, 83,2% foi absorvida pelo fuste e 16,8% pela ponta. Observa-se um mesmo comportamento em termos de transferência de carga para as duas provas.

\*Verificou-se uma diferença de 10,7%, a menos, do valor da carga de ruptura da segunda para a primeira prova de carga. Em termos de carga lateral esta diferença foi de 11,4% e, para a carga de ponta, 6,9%. Os fatores que certamente contribuiram para isto, é o fato do solo local ser colapsível e também estar atuando uma resistência ao cisalhamento residual devido ao segundo carregamento, porém isto deve ser verificado em laboratório.

\* Os parâmetros  $\mu$ ,  $\lambda$  e k, determinados, estão dentro da faixa de variação apresentada por MASSAD (1993). A previsão da curva Carga *versus* Recalque utilizando estes parâmetros apresentou bons resultados, apesar do método ser válido apenas para carga residual crescente ao longo da profundidade.

\* Os valores de carga aprisionada na ponta, lidos após a primeira e segunda provas de carga, apresentaram variação ao longo dos dias. Porém, não se chegou a nenhuma conclusão sobre o assunto.

\* Durante a cravação verificou-se que, devido à vibração da estaca neste tipo de solo superficial, de alta porosidade e baixa resistência, formava-se um vazio entre o solo e a estaca. Visualmente observou-se este vazio até, pelo menos, 1,50m de profundidade; este fato deve ser considerado ao se cravar estacas neste tipo de solo, principalmente estacas de atrito, pois o valor do atrito lateral total pode ser afetado significativamente.

## **REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

 A.B.N.T - <u>MB - 3471/91</u>: Estacas - Provas de Carga Estática. Rio de Janeiro, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1991. 4p.

- <u>NBR 6121/86</u>: Estaca e Tubulão - Prova de Carga. Rio de Janeiro, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1986. 6p.

. (1994).<u>NBR 6122/94: Projeto e Execução de Fundações</u>. Rio de Janeiro, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1994. 63p.

- ALBIERO, J. H. <u>O Emprego de Fórmulas Empíricas na Previsão de Carga Última de</u> <u>Estacas</u>. São Carlos, EESC-USP, 1990a. 322p. (Tese de Livre-Docência).
- ALBIERO, J. H. Análise do Emprego de Fórmulas Empíricas na Previsão da Carga Última de Estacas. In: <u>CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E</u> <u>ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES</u>, IX, 1990b, Salvador-BA. Anais, v.2, p.501-512.
- ALONSO, U. R. Correlações entre Resultados de Ensaios de Penetração Estática para a Cidade de São Paulo. <u>REVISTA SOLOS E ROCHAS</u>, São Paulo, v.3 (3), p.19-25. 1980.
- ALONSO, U. R. <u>Previsão e Controle das Fundações</u>. São Paulo, Editora Edgard Blucher. 1991. p.108-142.

- AOKI, N, & VELLOSO, D. A. Um Método Aproximado para Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas. In: <u>CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS</u> <u>SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES</u>, V, 1975, Buenos Aires, Anais, p.367-376.
- AOKI, N. & LOPES, F. R. Estimating Stresses and Settlements Due to Deep Foundations by the Theory of Elasticity. In: <u>PANAMERICAN CONFERENCE ON SOILS</u> <u>MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING</u>, V, 1975, Buenos Aires, Proceedings, v. 1, p.377-386.
- BEREZANTZEV, V. G. & YAROSHENKO, V. A. The Bearing Capacity of Sands Under
  Deep Foundations. In: <u>INTERNATIONAL1 CONFERENCE ON SOIL</u>
  <u>MECHANICS AND FOUNDATION ENGENEERING</u>, IV, 1957, Londres,
  Proceedings, v. 1.
- BEREZANTZEV, V. G.; KHRISTOFOROV, V S.; GOLUBKOV, V. N. Load Bearing Capacity and deformation of Piled Foundations. In: <u>INTERNATIONALI</u> <u>CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGENEERING</u>, V, 1961, Paris, Proceedings, v. 2.
- BUTTERFIELD, R. & BANERJEE, P.K. The Elastic Analysis os Compressible Piles and Piles Groups. <u>GÉOTECHNIQUE</u>, v. 21(1), p.43-60. 1971.
- CARVALHO, D. <u>Análise de Cargas Últimas à Tração de Estacas Escavadas</u>, <u>Instrumentadas, em Campo Experimental de São Carlos-SP</u>. São Carlos-SP, EESC-USP, 1991. 204p. (Tese de Doutoramento).
- CASSAN, M. Settlement of Piles: Sinthesis of Research Work. <u>SOILS</u>, 18-19, p.43-58. 1966.

- CAVICCHIA, L. R. <u>Fundações</u>. Departamento de Engenharia de Transportes, Faculdade de Engenharia Civil, UNICAMP, Campinas-SP, s/d. Publicação P-GR-823-100. 87p.
- CHELLIS, R. D. <u>Pile Foundations. Theory Design Pratice</u>. McGraw-Hill Book Company Inc. 1951.
- CROWTHER, L. C. Load Testing of Deep Foundations. New York, A Wiley-Interscience Publication, 1988, p.120-130.
- DECOURT, L. Prediction of the Bearing Capacity of Piles Based Exclusively on N Values of the SPT. In: <u>EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING</u>, II, Rotterdam, Balkema, Proceedings, v.1, 1982, p.29-34.
- DECOURT, L. On the Load-Settlement Behavior of Piles. <u>REVISTA SOLOS E</u> <u>ROCHAS</u>, v.18(2), p.93-112. 1995
- DECOURT, L & QUARESMA, A. R. Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Valores de SPT. In: <u>CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E</u> <u>ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES</u>, VI, Rio de Janeiro. Anais, 1978. v.1, p.45-53.
- DIAS, C. R. R. <u>Recalques de Fundações em Estacas</u>. Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, 1977. 202p.(Dissertação de Mestrado)
- DUNNICLIFF, J. <u>Geotechnical Instrumentation For Monitoring Field Performance</u>. New York, A Wiley-Interscience Publication, 1988. p.74-81.
- GIACHETI, H. L. Estudo Experimental de Parâmetros Dinâmicos de Alguns Solos Tropicais do Estado de Sâo Paulo. São Carlos-SP, EESC/USP, 1991. 232p. (Tese de Doutoramento)

- LAZARO, G. L. Previsão do Comportamento de Estacas Pré-Moldadas na Região da Grande São Paulo, Brasil, por Meio de Modelos Matemáticos. São Paulo, EPUSP, 1996. 222p. (Dissertação de Mestrado)
- MACHADO, J. R. A. <u>A Avaliação da Capacidade de Carga de Estacas, com Base no</u> <u>Repique Elástico Medido no Final da Cravação</u>. São Paulo, EPUSP, 1995. 265p. (Dissertação de Mestrado).
- MASSAD, F. -Análise de Transferência de Carga em Duas Estacas Instrumentadas, quando Submetidas à Compressão Axial.In: <u>SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE</u> <u>FUNDAÇÕES ESPECAIS</u>, II, São Paulo. Anais, 1991a. v.1, p.235-244.
- MASSAD, F. Comportamento de Estacas Escavadas de Elevadas Compressibilidades. In: <u>SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECAIS</u>, II, São Paulo. Anais, 1991b. v.1, p.245-254.
- MASSAD, F. Estacas Escavadas em Compressão Axial: Comportamento e Parâmetros Visando à Estimativa dos Recalques. In: <u>SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE</u> <u>FUNDAÇÕES ESPECAIS</u>, II, São Paulo. Anais, 1991c. v.1, p.255-264.
- MASSAD, F. Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas, Considerando as Cargas Residuais na Ponta e a Reversão do Atrito Lateral. Parte I: Solos Relativamente Homogêneos. <u>Revista Solos e Rochas</u>, São Paulo, v. 15(2), p.103-115. 1992.
- MASSAD, F. Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas, Considerando as Cargas Residuais na ponta e a Reversão do Atrito Lateral. Parte II: Estacas Atravessando Camada de Solo mais Fraca e Embutida em Solo mais Resistente. <u>Revista Solos e Rochas</u>, São Paulo, v. 16(2), p.93-112. 1993.

- MASSAD, F. <u>Considerações Sobre a Forma da Curva Carga-Recalque de Estacas Isoladas</u> <u>Axialmente</u>. EESC/USP, São Carlos-SP, 1994. Publicação n. 45/94, 35p.
- MEYERHOF, G.G. Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundation. Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division, ASCE, 99(3), p.197-228. 1976.
- MEYERHOF, G. G. & VALSANGKAR, A. J. Bearing Capacity of Piles in Layered Soils.
  In: INTERNATIONALI CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGENEERING, IX, 1977, Tokyo, Proceedings, v. 1.
- MILITITSKY, J. Provas de Carga Estática. In: <u>SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE</u> <u>FUNDAÇÕES ESPECIAIS</u>, II, São Paulo. Anais, 1991. v.2, p.203-228.
- MONACCI, M. D. Estudo da Colapsibilidade de um Solo do Campo Experimental da Faculdade de Engenharia Agrícola - UNICAMP. Campinas-SP, FEAGRI/UNICAMP, 1995. 114p. (Dissertação de Mestrado).
- NAIR, K. Load Settlement and Load Transfer Characteristics of a Friction Pile Subject to a Vertical Load. In: <u>PANAMERICAN CONFERENCE ON SOILS MECHANICS</u> <u>AND FOUNDATION ENGINEERING</u>, III, 1963, Caracas, Proceedings, v. 1, p.565-590.
- NIYAMA, S & AOKI, N. Correlação entre Provas de Carga Dinâmica e Estática no Campo Experimental da EPUSP/ABEF. In: <u>SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE</u> <u>FUNDAÇÕES ESPECIAIS</u>, II, São Paulo. Anais, 1991. v.2, p.285-294.
- NIYAMA, S. <u>Medições Dinâmicas na Cravação de Estacas</u>. São Paulo, EPUSP, 1983. 230p. (Dissertação de Mestrado).

- NIYAMA, S. Prova de Carga Dinâmica em Estacas In: <u>SEMINÁRIO DE ENGENHARIA</u> <u>DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS</u>, II, São Paulo. Anais, 1991. v.2, p.229-268.
- PENNA, A. S. P. D. Estudo do Comportamento "Carga x Recalque" de Estacas Prémoldadas de Concreto, na Região da Grande São Paulo. São Paulo, EPUSP, 1985. 299p. (Tese de Doutoramento).
- PHILIPPONAT, G. Méthode Pratique de Calcul des Pieux à L'aide du Pénétrométre Statique. Informations Techniques Bulletin, Paris, Soletanche Enterprise, 21p. 1978.
- POULOS, H. G. & DAVIS, E. H. <u>Pile Foundation Analysis and Design</u>. Series in Geotechnical Engineering, New York, John Wiley & Sons, Inc. 1980. 397p.
- POULOS, H.G. Load-Settlement Prediction for Piles and Piers. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, v.98, SM9, p. 879-897. 1972.
- SKEMPTON, A. W. <u>The Bearing Capacity of Clays</u>. Build Research Congress, The Inst. of Civil Eng., London, Div.1, 1951.180p.
- SMITH, E. A. L. Pile Driving Analysis by yhe Wave Equation. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, v.86, SM 4, August. 1960
- SMITH, E. A. L. <u>Análise da Cravação de Estacas pela Equação da Onda</u>, São Paulo, ABMS, 1984. 65p.
- SODRÉ, D. J. R. <u>Previsão da Carga Última, do Recalque e da Curva Carga-Recalque de</u> <u>Estaca Raiz</u>. São Carlos-SP, EESC/USP, 1994. 175p. (Dissertação de Mestrado).
- TEIXEIRA, C. Z. <u>Comportamento de Estacas Escavadas em solos Colapsíveis</u>. São Carlos-SP, EESC-USP, 1993. 157p. (Dissertação de Mestrado).

- UTO, K.; FUYUKI, M.; SAKURAI, M. An Equation for the Dynamic Bearing Capacity of a Pile Based on Wave Theory. In: <u>INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON</u> <u>PENATRABILITY AND DRIVIBILITY OF PILES</u>, San Francisco. Proceedings, 1985. v.2, p.95-100.
- VARGAS, M. Introdução à Mecânica dos Solos. São Paulo, Editora McGraw-Hill do Brasil Ltda, Editora da USP. 1978. 509p.
- VARGAS, M. Provas de Carga em Estacas Uma Apreciação Histórica. <u>Revista Brasileira</u> <u>de Geotecnia</u>, São Paulo-SP, v.13, p.3-12. 1990.
- VELLOSO, P. P. C. <u>Fundações Aspectos Geotécnicos</u>. 5<sup>a</sup> ed, Publicação do DEC/ PUC, Rio de Janeiro, 1987, NA 01/82.
- VELLOSO, P. P. C. <u>Considerações Sobre a Estimativa da Capacidade de Suporte e dos</u> <u>Deslocamentos Vertical e Horizontal de Estacas</u>. Brasília-DF, Unversidade de Brasilia. 1981.
- VÉSIC, A. S. Experiments with Instrumented Pile Groups in Sand. <u>Performace of deep</u> <u>Foundation, ASTM - SPEC Techn. Publ.</u>, nº 444, p.171-222. 1969.
- VÉSIC, A. S. Tests on Instrumented Piles. Ogeche river site, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, v.96, SM 2, p.561-584. 1970
- VÉSIC, A. S. <u>Principles of Pile Foundation Design</u>. School of Engineering, Duke University, Durhan, 1975a, nº 38, 60p.
- VÉSIC, A. S. <u>General Report on Excavations and Deep Foundations</u>. In: <u>CONGRESSO</u> <u>PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE</u> <u>FUNDAÇÕES</u>, V, Buenos Aires, Anais, 1975b, v.5, p.373-387.

- VIDAL, I. G. <u>Comportamento de Estacas Pré-Moldadas na Região de São Carlos</u>. São Carlos-SP, EESC/USP, 1983. 202p. (Dissertação de Mestrado).
- WINTERKORN, H. F. & FANG, H. Y. Foundation Engineering Handbook. New York, Van Nostrand Reinhold Company International. 1975. 751p.

,
# APÊNDICE A

# PROGRAMA PARA CÁLCULO DE RECALQUES

```
10 REM CÁLCULO DE RECALQUE DE ESTACAS CIRCULARES
20 DIM
T(8),T1(6,2),V(12),H(12),W(3),W1(3),W2(3),P0(13,9),P1(13,3),R(11),R1(11),D(11,12),F(
11,12),P3(12)
30 CLS:INPUT"NUMERO DE ESTACAS (<=11)=";C1
40 FOR C=1 TO C1
50 CLS:PRINT "ESTACA";C
60 PRINT
70 INPUT "NUMERO DE TRAPEZIOS (<=5)=";P0(C,8)
80 IF P0(C,8)=0 THEN 200
90 INPUT "NUM DE DIV DO TRAPEZIO (N3)";P0(C,9)
100 PRINT
110 FOR K=0 TO (P0(C,8)-1)
120 CLS:PRINT "ESTACA";C
130 PRINT: PRINT" TRAPEZIO NUMERO ":K+1
140 INPUT "DS (cm)=";D(C,2*K+1)
150 INPUT "FS (kN/cm)=";F(C,2*K+1)
160 PRINT
170 INPUT "DI (cm)=";D(C,2*(K+1))
180 INPUT "FI (kN/cm)=";F(C,2*(K+1))
190 NEXT K
200 INPUT "RAIO DO FUSTE (cm)=";R1(C)
210 INPUT "RAIO DA BASE (cm)=";R(C)
220 P0(C,1)=1
230 PRINT "NUMERO DE DIVISOES DA BASE:"
240 INPUT "N1=";P0(C,2)
250 INPUT "N2=";P0(C,3)
260 INPUT "CARGA NA PONTA (kN)=";P0(C,4)
```

```
270 PRINT "COORDENADAS DA PONTA"
```

```
280 INPUT "X (cm)=";P0(C,5)
```

```
290 INPUT "Y (cm)=";P0(C,6)
```

```
300 INPUT "Z (cm)=";P0(C,7)
```

310 NEXT C

```
320 CLS:INPUT "NUMEROS DE PONTOS P/ CALCULO DE RECALQUES:";C2
```

```
330 FOR J=1 TO C2
```

```
340 CLS:PRINT "COORDENADAS DO PONTO NUMERO ";J
```

350 PRINT

```
360 INPUT"X (cm)=";P1(J,1)
```

```
370 INPUT "Y (cm)=";P1(J,2)
```

```
380 INPUT "Z (cm)=";Z9
```

```
390 IF Z9<>0 THEN 410
```

```
400 Z9≓.001
```

```
410 P1(J,3)=Z9
```

```
420 NEXT J
```

```
430 CLS:INPUT"NUMEROS DE CAMADAS DO TERRENO (<=9):";N0
```

```
440 PRINT "PROF.(cm) ELAST.(kN/cm2) POISSON"
```

```
450 FOR I1=1 TO N0
```

```
460 INPUT T(I1+1)
```

```
470 LOCATE (I1+2),12
```

```
480 INPUT T1(I1,1)
```

```
490 LOCATE (I1+2),28
```

```
500 INPUT T1(I1,2)
```

```
510 NEXT I1
```

```
520 CLS
```

```
530 FOR C=1 TO C1
```

```
540 FOR G=1 TO C2
```

550 P3(C)=0

```
560 P1=P0(C,4)/(P0(C,2)*P0(C,3))
```

```
570 X=P1(G,1)-P0(C,5)
```

580 Y=P1(G,2)-P0(C,6)

590 R0=SQR( $X^{2}+Y^{2}$ ) 600 IF Y<>0 THEN 630

610 A2=0

620 GOTO 640

660 J=0:I=0

670 J=J+1

690 I=I+1

730 F9=1

770 I=0

800 F9=2

810 N=P0(C,2)

840 NEXT K3

 $700 B1 = Q^{*}(2^{I-1})$ 

720 C3=P0(C,7)

740 GOSUB 1140

750 IF P0(C,4)=0 THEN 790

760 IF I<P0(C,2) THEN 690

780 IF P0(C,8)=0 THEN 1040

790 IF J<P0(C,3) THEN 670

820 FOR K3=1 TO (2\*P0(C,8))

830 F1(C,K3)=F(C,K3)/N

850 FOR I4=1 TO P0(C,2)

860 B1=2\*3.1416/N\*I4

630 A2=ATN(X/Y)

640 Q=3.1416/P0(C,2)

650 A1=(2/3)\*(SIN(Q)/Q)\*(R(C)/SQR(P0(C,3)))

680 P0=A1\*(J\*SQR(J)-(J-1)\*SQR(J-1))

710 R=SQR(R0^2+P0^2-2\*R0\*P0\*COS(B1))

158

880 Y3=Y+R1(C)\*COS(B1-A2) 890 R1=SQR(R0^2+R1(C)^2-2\*R0\*R1(C)\*COS(B1)) 900 FOR K2=0 TO (P0(C,8)-1) 910 FOR K1=1 TO P0(C,9) 920 D0= $D(C_2^{*}(K2+1))$ - $D(C_2^{*}K2+1)$ 930 P1=D0/(2\*P0(C,9))940 P2=(2\*F1(C,2\*K2+1)-((2\*K1-1)/P0(C,9))\*(F1(C,2\*K2+1)-F1(C,2\*(K2+1))))950 P1=P1\*P2 960 C4=2\*F1(C,2\*K2+1)-(F1(C,2\*K2+1)-F1(C,2\*(K2+1)))\*((2\*K1-1)/P0(C,9)) 970 C5=2\*F1(C,2\*K2+1)+(F1(C,2\*K2+1)-F1(C,2\*(K2+1)))\*((1-3\*K1)/(3\*P0(C,9))) 980 C3=D(C,2\*K2+1)+D0\*(K1-1)/P0(C,9)+((D0/P0(C,9))\*C5)/C4 990 P3(C)=P3(C)+P1 1000 GOSUB 1140 1010 NEXT K1 1020 NEXT K2 1030 NEXT I4 1040 W2(G)=W(G)+W1(G)1050 NEXT G 1060 NEXT C ŧŧ 1070 CLS:PRINT:PRINT TAB(10)" RESULTADOS **1075 PRINT** 1080 PRINT "PONTO COORD(X,Y,Z) (Sp)PONTA (Sa)ATRITO (S)TOTAL" 1090 FOR I3=1 TO C2 #.######";I3;P1(I3,1);P1(I3,2);P1(I3,3);W(I3);W1(I3);W2(I3) 1110 NEXT I3 1120 PRINT: INPUT "QUER IMPRESSÇO NO PAPEL (S/N) ?";I\$ 1130 IF IS="S" THEN 1510 ELSE 1780 1140 REM ===== SUB-ROTINA DE MINDLIN (SEGUNDO GUEDES)====

870 X3=X-R1(C)\*SIN(B1-A2)

```
1150 FOR G1=1 TO N0
1160 IF P1(G,3)<T(G1+1) THEN 1180
1170 NEXT G1
1180 G2=T(G1)
1190 T(G1) = P1(G,3)
1200 FOR K=G1 TO N0
1210 B0 = (P1/C3)*((1+T1(K,2))/T1(K,1))*(1/(8*3.1416*(1-T1(K,2))))
1220 J2=0
1230 FOR L=K TO K+1
1240 IF T(L)=C3 THEN 1260
1250 GOTO 1270
1260 C3=C3+.001
1270 M=T(L)/C3
1280 W_{1=3-4}T_{1}(K,2)
1290 W2=8*((1-T1(K,2))^2)-W1
1300 W3=(M-1)^2
1310 W4=W1*((M+1)^2)-2*M
1320 W5=(6*M)*((M+1)^2)
1330 N8=R/C3
1340 \text{ A}=\text{SQR}(N8^{2}+(M-1)^{2})
1350 B=SQR(N8^{2}+(M+1)^{2})
1360 V(L) = ((-1)^{J2})^{B0}((W1/A) + (W2/B) + (W3/(A^{3})) + (W4/(B^{3})) + (W5/(B^{5})))
1370 J2=J2+1
1380 \text{ A5}=V(L)+V(L-1)
1390 NEXT L
1400 IF A5>0 THEN 1420
1410 A5=0
1420 IF F9=2 THEN 1470
1430 W(G)=W(G)+A5
1440 GOTO 1480
```

1450 T(G1)=G2

1460 GOTO 1500

1470 W1(G)=W1(G)+A5

1480 NEXT K

1490 T(G1)=G2

```
1500 RETURN
```

1510 REM "ROTINA DE IMPRESSÃO"

1520 LPRINT CHR\$(27);"@";

1530 LPRINT CHR\$(14);

1540 LPRINT TAB(9) "RECALQUE DE ESTACAS"

1550 LPRINT:LPRINT TAB(20)"DADOS DO TERRENO (cm, kN/cm2)"

1560 LPRINT TAB(20) "PROF. MOD. ELAST. POISSON"

1570 FOR I=1 TO N0

1580 LPRINT TAB(20)USING" #### ###### #.##";T(I+1);T1(I,1);T1(I,2)

1590 NEXT I

1600 LPRINT LPRINT TAB(20) "DADOS DAS ESTACAS (cm, kN)"

1610 LPRINT TAB(20) "PONTO COORD X, Y, Z PP rf Rb" 1620 FOR I=1 TO C1

1640 NEXT I

1650 LPRINT TAB(20)"ATRITO LATERAL (cm, kN/cm)"

1660 LPRINT TAB(20)" EST. PROF. FS"

1670 FOR I=1 TO C1

1680 FOR K=0 TO P0(I,8)-1

1690 LPRINT TAB(20)USING"## ##### ##### ####";I;D(I,2\*K+1);F(I,2\*K+1)

1700 LPRINT TAB(20)USING"## ##### ##### ####;I;D(I,2\*(K+1));F(I,2\*(K+1))

1710 NEXT K

1720 NEXT I

1730 LPRINT: LPRINT TAB(20)" RESULTADOS (cm)"

1740 LPRINT:LPRINT TAB(20)"Pt Coordenadas(X,Y,Z) r(ponta) r(atr) r(total)" 1750 FOR I3=1 TO C2 1760 LPRINT TAB(20)USING"# ##### ##### ##### #.##### #.#####";I3;P1(I3,1);P1(I3,2);P1(I3,3);W(I3);W1(I3);W2(I3) 1770 NEXT I3

1780 END

# APÊNDICE B



## RELATÓRIO Nº 32.075/94

#### NATUREZA DO TRABALHO: Ensaios de carregamento dinâmico na Faculdade de Engenharia Agrícola da UNICAMP, em estacas pré-moldadas de concreto.

INTERESSADO:

Faculdade de Engenharia Agricola (FEAGRI) - UNICAMP

# 1. INTRODUÇÃO

Apresentam-se, neste Relatório, os resultados de 3 (três) ensaios de carregamento dinâmico realizados em estacas pré-moldadas de concreto armado, cravadas próxima ao edificio da FEAGRI/UNICAMP no dia 21/12/93. Estes ensaios objetivam a avaliação do comportamento das estacas, principalmente no que se refere à capacidade de carga, para fintura comparação com provas de carga estática a serem realizadas.

Para cada estaca ensaiada efetuou-se uma análise CAPWAPC com o objetivo de verificar a distribuição de resistências ao longo do fuste e de determinar os parâmetros dinâmicos para o solo suporte local. Os valores obtidos através do método simplificado Case também são apresentados, bem como os registrados pelo protótipo IPTCase, em fase de desenvolvimento por este Instituto.

Durante os ensaios de carregamento dinâmico realizaram-se também medidas de deslocamento através do sistema Repicômetro, desenvolvido pelo IPT, ainda em fase de testes. Este sistema possibilita estimar-se a capacidade de carga a partir do registro do deslocamento do topo da estaca em função do tempo, para cada golpe de martelo.

# 2. DESCRIÇÃO DO SUBSOLO LOCAL

De acordo com a sondagem SP-08, de 15/02/91, fornecida pelo Interessado, o subsolo local constitui-se de uma camada superior de argila muito arenosa, porosa, mole, de 6,0 (seis) metros de espessura, com valor médio de N<sub>SPT</sub> inferior a 3 (três). Abaixo encontra-se uma fina camada (cerca de meio metro de espessura) de areia fina e média argilo-siltosa, pouco compacta. Sob esta camada arenosa encontra-se aproximadamente 18 (dezoito) metros de silte argilo-arenoso, mole a duro, variegado, com N<sub>SPT</sub> variando de 4 (quatro) a 30 (trinta).

O nível d'água não foi encontrado até a profundidade atingida pela sondagem.

# 3. CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS ENSALADAS E DO SISTEMA DE CRAVAÇÃO

As estacas ensaiadas possuem 14 (quatorze) metros de comprimento, sendo o primeiro segmento de 6 (seis) e o segundo, emendado através de anel metálico unido por um cordão contínuo de solda, de 8 (oito) metros. A seção transversal é circular, possuindo 18 (dezoito) centimetros de diâmetro nominal. A carga de trabalho prevista é de 200 kN.



#### Continuação do Relatório nº 32.075/94

5.0

Segundo a empresa IPR Indústria de Préfabricados Rafard Ltda., fornecedora das estacas, o concreto utilizado possui f<sub>ck</sub>  $\ge$  35 MPa e o aço, f<sub>vk</sub> = 1500 MPa.

O valor da velocidade de propagação de onda obtido durante os ensaios para o material da estaca é de 3800 m/s, o que corresponde a um módulo de elasticidade dinâmico da ordem de 3550 kN/cm<sup>2</sup>, adotando-se peso específico de 24 kN/m<sup>3</sup>. Estes valores resultaram da análise dos sinais de força e velocidade registrados e dos sinais de onda ("wave-up/wave-down") do início das cravações, valores que foram confirmados posteriormente pelas análises CAPWAPC.

As estacas apresentam, no seu interior, um tubo de 4,4 centímetros de diâmetro para posterior colocação de instrumentação a ser usada em ensaios estáticos. As estacas 1 e 3, que por ocasião da realização de prova de carga estática serão solicitadas a esforços de tração, contêm também um tirante Dwidag de 1,5 metros de comprimento no trecho superior.

Vale salientar que as estacas apresentam, a cada 2 (dois) metros, uma descontinuidade em sua seção transversal devido, provavelmente, a emenda do conjunto de formas de concretagem. Estas descontinuidades causam diversas reflexões nos sinais de onda gerados pelo impacto do martelo.

O sistema de cravação utilizado constitui-se de um martelo de queda livre, com pilão de 1650 kg de massa caindo de uma altura aproximada de 0,5 metros. O controle da altura de queda, efetuado pelo Interessado, foi apenas visual.

#### 4. ENSAIOS REALIZADOS

Dos 3 (três) ensaios realizados, 1 (um) foi durante uma recravação (estaca 1), após periodo de repouso de 1 dia, e os outros 2 (dois) ocorreram durante a cravação, com ênfase para o segundo segmento. Pode-se dizer que a estaca 1, na realidade, foi ensaiada durante o final de sua cravação, que foi interrompida por um período de um dia, antes que fosse atingido o valor de nega especificado.

Para cada estaca foi escolhido um golpe da tomada de nega para realização da análise CAPWAPC por representar uma situação, em termos de penetração, próxima a que ocorrerá sob a carga de trabalho.

No segundo segundo a cada estaca instalou-se a instrumentação dinâmica a 60 (sessenta) centimetros do topo, conectando-a ao PDA (Pile Driving Analyser), que processa os sinais captados pelos instrumentos e efetua uma série de cálculos "on line". Uma descrição suscinta dos equipamentos de aquisição e análise de dados empregados nos ensaios encontra-se no Apêndice I. Nos Apêndices II e III apresentam-se os conceitos básicos que norteiam os métodos Case e CAPWAPC, respectivamente, utilizados para avaliação da capacidade de carga das estacas ensaiadas.

Os ensaios foram interrompidos antes que as estacas apresentassem a nega especificada (10 mm para cada 10 golpes) pois o nível da instrumentação encontrava-se próximo ao nível da vala aberta ao lado das estacas, que possuía cerca de 60 (sessenta) centimetros de profundidade em relação ao nível do terreno. Ao término dos ensaios a nega medida pelo Interessado, através do tradicional sistema de papel e lápis, foi de 33, 110 e 125 mm para cada 10 (dez) golpes aplicados, para as estacas 1, 2 e 3, respectivamente.

O sistema Repicômetro, descrito no Anexo I, foi empregado com o intuito de se obter os deslocamentos elásticos e permanentes sofridos pela estaca a cada golpe e, a partir destes valores, estimar-se a capacidade de carga mobilizada.

O protótipo IPTCase, apresentado no Anexo II, realiza os mesmos cálculos efetuados pelo PDA, com a vantagem de armazenar diretamente em microcomputador os sinais de onda gerados pela cravação. Este sistema está em fase de desenvolvimento final, necessitando ainda ser testado em diferentes condições de campo.



Continuação do Relatório nº 32.075/94

# 5. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Instituto de Pesquisas Tecnológicas

A Tabela 1 apresenta os resultados obtidos pelo método simplificado Case, através do PDA, para os golpes registrados durante a última tomada de nega, para diferentes valores de "damping" (J). As penetrações apresentadas referem-se ao nível do terreno local.

# TABELA 1ESTACA 1 - RECRAVAÇÃO (1 DIA DE REPOUSO)

N° DO	DMX	EMX	FMX	RMX (LN)				
GOLPE	(mm)	(kN.m)	(kN)	J=0.0	J=0.2	J=0.4	J=0.6	J-0.8
1(*)	12.7	2.4	290	270	230	210	200	200
2	11.9	2.8	330	290	230	210	210	200
3	11.8	2.4	270	260	240	230	210	210
4	14.3	2.9	330	290	240	210	200	200 -
5	12.4	2.5	310	280	250	230	210	210
6.	11.5	2.7	290	270	230	220	210	210
7.	11.9	2.8	330	280	230	220	220	210
8	13.4	2.8	310	290	230	210	210	210
9	13.4	3.0	340	280	230	220	210	210
10	12.8	2.3	250	270	230	230	230	230

# PENETRAÇÃO INICIAL = 12,80 m PENETRAÇÃO FINAL = 13,40 m

onde:

DMX = máximo deslocamento registrado (soma das parcelas de deslocamento elástico e permanente)

EMX = energia máxima do golpe

FMX = força máxima de impacto do martelo

RMX = máxima resistência mobilizada durante o golpe

J = "damping" ou amortecimento de ponta

(\*) Golpe escolhido para a realização da análise CAPWAPC

As Tabelas 2 e 3, além dos golpes da última tomada de nega, apresentam os valores médios da resistência máxima mobilizada durante os ensaios para diferentes penetrações, aplicando-se o método Case com valor de amortecimento (J) igual a 0,4. A escolha deste valor justifica-se por representar o valor médio obtido pelo CAPWAPC (da ordem de 0,2 para o amortecimento da ponta) para as 3 (três) análises realizadas, acrescido de 0,2, como recomenda a literatura básica para os casos onde se utilizam os valores de RMX (máxima resistência mobilizada). O valor de RMX apresentado representa a média aritmética obtida utilizando-se os golpes mais representativos (com melhor proporcionalidade entre os sinais de força e velocidade) registrados em campo. O mímero de golpes constantes das Tabelas 2a e 3a não representa, portanto, a quantidade de golpes necessários para provocar a penetração citada.



#### Continuação do Relatório nº 32.075/94

# TABELA 2 ESTACA 2 - CRAVAÇÃO

# PENETRAÇÃO INICIAL = 5,20 m PENETRAÇÃO FINAL = 13,80 m

TABELA 2a: RESISTÊNCIA MOBILIZADA MÉDIA PARA DIFERENTES PENETRAÇÕES (J=0,4)

PENETRAÇÃO (m)	Nº DE GOLPES	RMX médio (kN)
5,20 - 7,00	54	149
7,00 - 8,00	15	166
8,00 - 9,00	34	172
9,00 - 11,00 *	66	214
11,00 - 12,00	65	210
12,00 - 13,00	68	217
13,00 - 13,65	35	238
NEGA	28	248

(\*) 24 golpes foram perdidos por problemas em um dos acelerômetros

TABELA 25: VALORES OBTIDOS PELO MÉTODO CASE PARA OS ÚLTIMOS GOLPES APLICADOS A ESTACA (TOMADA DA NEGA)

N° DO	DMX	EMX	FMX			RMX (kN)		
· GOLPE	(mm)	(kN.m)	(kN)	J=0.0	J=0.2	J=0.4	J=0.6	J=0.8
<b>l(*)</b>	11.8	2.9	390	330	270	260	250	240
2	32.6	3.8	420	340	270	240	240	240
3	12.6	3.5	420	340	280	260	240	240
4	13.8	3.8	410	320	270	250	240	240
5	13.5	3.9	430	320	260	250	230	230
6	14.1	3.5	410	330	270	250 -	250	230
7	14.9	4.2	440	340	270	240	240	240
8.	12.8	3.7	430	350	290	270	270	260
9	15.2	3.4	440	370	290	270	270	270
10	-				gaint.	-	—	Kjenski,

onde:

DMX = máximo deslocamento registrado (soma das parcelas de deslocamento elástico e permanente)

EMX = energia máxima do golpe FMX = força máxima de impacto do martelo

RMX = máxima resistência mobilizada durante o golpe

J = "damping" ou amortecimento de posta

(\*) Golpe escolhido para a realização da análise CAPWAPC



# Continuação do Relatório nº 32.075/94

2

# TABELA 3 ESTACA 3 - CRAVAÇÃO

PENETRAÇÃO INICIAL = 5,20 m PENETRAÇÃO FINAL = 13,50 m

TABELA ŝa:	RESISTENCIA MOBILIZADA MEDIA PARA
	DIFERENTES PENETRAÇÕES (J=0,4)

.

PENETRAÇÃO (m)	N° DE GOLPES	RMX médio (kN)
5,20 - 6,00	14	111
6,00 - 7,00	17	141
7,00 - 8,00	11	125
8,00 - 9,00	16	123
9,00 - 10,00	22	141
10,00- 11,00	44	178
11,00 - 12,00	57 ·	204
12,00 - 13,00	72	208
13,00 - 13,40	24	250
NEGA	28	255

#### TABELA 36: VALORES OBTIDOS PELO MÉTODO CASE PARA OS ÚLTIMOS GOLPES APLICADOS A ESTACA (TOMADA DA NEGA)

N° DO	DMX	EMX	FMX		-	RMX (kN)		<u>.</u>
GOLPE	(mm)	(kN.m)	(KN)	J=0.0	`J=0.2	J=0.4	J=0.6	J=0.8
1	18.2	4.7	400	340	260	260	250	250
2	14,2	3.6	400	320	260	260	260	260
3	28.4	3.8	400	370	310	250	250	250
4	16,6	4.0	410	380	320	240	240	240
5*	14.2	4.5	420	370	310	270	270	260
6	14.6	4.3	410	380	320	260	260	250
7	14.6	4.9	440	380	310	280	280	280
8	18.8	5.2	440	390	320	270	270	260
9	15.6	4.7	430	380	310	280	270	270
10	46.2	5,9	430	380	320	250	250	250

onde:

DMX = máximo deslocamento registrado (soma das parcelas de deslocamento elástico e permanente)

EMX = energia máxima do golpe

FMX = force máxima de impacto do martelo

RMX = máxima resistência mobilizada durante o golpe

J = "damping" ou amortecimento de ponta

(\*) Golpe escolhido para a realização da análise CAPWAPC



#### Continuação do Relatório nº 32.075/94

A Tabela 4 apresenta os principais parâmetros resultantes das análises CAPWAPC realizadas. O resultado completo das análises, incluindo tabelas e gráficos ilustrativos do ajuste alcançado, encontra-se no Anexo III deste Relatório. Uma previsão do comportamento das estacas sob carregamento estático, efetuada pelo programa CAPWAPC, também é apresentada.

ESTACA	ENSAIO	Jt	Js	Qt (cm)	Qs (cm)	Rp (kN)	Ru (kN)
1.	recrav.	0.18	0.15	0.70	0.35	36	208
2	crav.	0.23	0.14	0.72	0.45	15	216
3	crav	0.19	0.20	1.20	0.20	62	240

TABELA 4:	VALORES	RESULTANTES	DAS ANALISES	CAPWAPC
-----------	---------	-------------	--------------	---------

onde:

It = amortecimento on "damping" da ponte

.is = amortecimento lateral

Qt = quake ou máximo deslocamento elástico da ponta

Qs = máximo deslocamento elástico lateral

Rp = resistência atuante na ponta da estaca

Ru = carga total mobilizada (atrito + ponta)

Alguns exemplos dos sinais e resultados obtidos pelos sistemas Repicômetro e IPTCase encontram-se nos Anexos I e II, respectivamente.

# 6. INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

Os sinais de onda registrados durante os ensaios apresentam, em sua grande maioria, diversas reflexões, de pequena magnitude, que provavelmente representam a cmenda por solda, algumas fissuras existentes no fuste das estacas e as descontinuidades já citadas. Estas reflexões dificultam o ajuste do modelo CAPWAPC, além de afetar os resultados obtidos pelo método simplificado Case, que admite que a estaca possui seção uniforme e material com características constantes ao longo do fuste.

Os valores de máxima resistência mobilizada calculados através do método Case (Tabelas 1 a 3) mostram que a resistência é bastante afetada pelo amortecimento (J) somente num pequeno intervalo - J=0 até J=0,2 - sendo que, para valores maiores, permanece praticamente constante.

Vale aqui salientar que os resultados da aplicação do método Case (através do programa CAPWAPC), para os golpes escolhidos e analisados (ver Anexo III), foram obtidos após os ajustes iniciais que se fizeram necessários nos sinais de força e velocidade. Dentre estes ajustes pode-se citar a redução do sinal de força e a "filtragem" do sinal de velocidade, que acabaram por provocar uma redução nos valores de resistência mobilizada. Esta redução, considerando-se os valores obtidos nas 3 (três) análises, é igual ou inferior a 10% dos valores apresentados nas tabelas. Admitindo-se constância no comportamento dos demais sinais, este fator redutor (10%) poderia ser aplicado aos outros valores de RMX para melhor refletir a resistência do conjunto solo-estaca ensaiado.

As análises CAPWAPC, por permitirem a modelagem de descontinuidades e fissuras na estaca, resultaram em valores de resistência mobilizada entre 200 e 240 kN, inferiores aos obtidos pelo método simplificado Case.

A estaca 1, ensaiada após um período de repouso de 1 dia, não apresentou recuperação de resistência ("set-up") quando comparada às outras duas, não tendo atingido também a nega especificada.

A estaca 3, última a ser cravada, foi a que apresentou o maior valor de resistência mobilizada (240 kN pelo método CAPWAPC), inclusive com maior mobilização da parcela de ponta. Este fato pode ser reflexo de alterações do solo suporte provocadas pelas demais cravações.



Continuação do Relatório nº 32.075/94

De modo geral, a resistência mobilizada pelas estacas advém do atrito lateral. As parcelas de ponta representam 17, 7 e 26 % da resistência total para as estacas 1, 2 e 3, respectivamente.

Os valores de amortecimento (ou "damping") da ponta situam-se no limite inferior dos intervalos indicados em literatura para o solo em questão (silte => J=0,2 a 0,4). Como a mobilização da resistência de ponta foi pequena, estes valores devem ser interpretados com ressalvas.

Os valores obtidos pelo sistema IPTCase, apresentados nas Tabelas II-1 a II-3 do Anexo II, mostram-se bastante próximos aos registrados pelo PDA e também aos resultantes das análises CAPWAPC. Em média os valores de RMX para J=0.4, registrados para a última tomada de nega, apresentam-se 9% inferiores aos do PDA.

O sistema Repicômetro, fundamentado na teoria de Uto (vide Anexo I), permite obter a estimativa da capacidade de carga para estacas com parcela significativa de resistência de ponta. Assim, para os casos ensaiados, onde a resistência total é proveniente basicamente do atrito lateral, não recomenda-se a aplicação deste método. Além disto, não foi possível acompanhar as tomadas de nega em virtude da penetração das estacas no terreno ser praticamente total. Os registros das Figuras I-1 e I-2 do Anexo I, mostram exemplos das curvas de deslocamento do topo para as estacas 1 e 3. Observa-se que o recalque permanente na estaca 1 é da ordem de 4 mm por golpe, enquanto que na estaca 3 chega a atingir cerca de 15 mm, comportamento este que assemelha-se aquele observado durante as tomadas de nega pelo tradicional sistema de lápis e papel.

#### 7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

As resistências estáticas obtidas através dos ensaios de carregamento dinâmico realizados podem ser associadas à capacidade de carga das estacas, dada a correlação satisfatória obtida nas comparações com provas de carga estática, tanto a nivel de experiência nacional como internacional.

Vale lembrar que qualquer um dos valores aqui apresentados referem-se ao sistema solo-estacaequipamento de cravação e, portanto, representam situação particular de um dado local e das estacas ensaiadas.

Participaram da elaboração deste Relatório: Eng<sup>a</sup> Gisleine Coelho de Campos Eng<sup>o</sup> José Roberto Alves Machado Tecul. Rubcas Ramires Sobrinho

Eng<sup>o</sup> Flávio Mascaro Alvim Eng<sup>o</sup> Alberto Dionisi Téc. Mário Antonio Reis

São Paulo, 08 de fevereiro de 1994.

DIVISÃO DE ENGENHARIA CIVIL. SEÇÃO DE INFORMÁTICA EM CONSTRUÇÃO CIVIL.

> ELY BERNARDI R.E. 2367.1 CREA: 55.824/D

DIVISÃO DE ENGENHARIA CIVIL AGRUPAMENTO DE MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES

SUSSÚMU NIYAMA RE: 2386.1 CREA: 49.307/D INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S/A - IPT DIVESÃO DE ENGENHARIA CIVIL

UBIO MICHÁÉL WOLLE m. COORDENADOR RE: 1119.7